

ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC

THÈSE PAR ARTICLES PRÉSENTÉE À
L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

COMME EXIGENCE PARTIELLE
À L'OBTENTION DU
DOCTORAT EN GÉNIE
Ph.D.

PAR
ÉRIC CROBEDDU

MODÈLES HYDROLOGIQUES ET HYDRAULIQUES POUR LA GESTION EN
TEMPS DIFFÉRÉ DES RÉSEAUX D'ASSAINISSEMENT

MONTREAL, 7 DÉCEMBRE 2006

(c) droits réservés de Éric Crobeddu

CETTE THÈSE A ÉTÉ ÉVALUÉE
PAR UN JURY COMPOSÉ DE :

M. Saad Bennis, directeur de mémoire

Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Azzedine Soulaïmani, président du jury

Département de génie mécanique à l'École de technologie supérieure

M. Patrick Niquette, membre du jury

Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Van Diem Hoang, membre du jury

Centre d'expertise hydrique du Québec

M. Taha B.M.J. Ouarda, membre du jury

Département eau, terre et environnement à l'Institut national de la recherche scientifique

IL A FAIT L'OBJET D'UNE SOUTENANCE DEVANT JURY ET PUBLIC

LE 20 OCTOBRE 2006

À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

MODÈLES HYDROLOGIQUES ET HYDRAULIQUES POUR LA GESTION EN TEMPS DIFFÉRÉ DES RÉSEAUX D'ASSAINISSEMENT

Éric Crobeddu

SOMMAIRE

La gestion en temps différé des réseaux d'assainissement sert à évaluer la performance de fonctionnement des réseaux d'assainissement au regard de la quantité et de la qualité des eaux rejetées dans le milieu naturel. La thèse présente trois modèles originaux de simulation hydrologique et hydraulique. Ces trois modèles constituent l'ossature d'un outil de simulation pour un système de gestion en temps différé des réseaux d'assainissement. Le premier modèle développé est la méthode IRH (Improved Rational Hydrograph) destinée à la simulation du débit de ruissellement. La méthode IRH est une généralisation de la méthode rationnelle basée sur la théorie des systèmes linéaires. La méthode IRH présente deux variantes. La première variante, nommée IRH1, traite globalement le ruissellement sur le bassin urbain et dans le réseau d'assainissement. La seconde variante, nommée IRH2, traite séparément le ruissellement sur le bassin et dans le réseau d'assainissement. La méthode IRH a été validée à l'aide de 41 événements pluvieux mesurés sur 7 bassins différents situés en Amérique du Nord et en Europe. La méthode IRH a reproduit précisément les hydrogrammes mesurés. De plus, la précision des hydrogrammes fournis par la méthode IRH1 est comparable à celle du modèle du réservoir non linéaire mais inférieure à celle de la méthode IRH2. Le second modèle développé est le modèle RQSM (Runoff Quality Simulation Model) destiné à la simulation des charges de matière en suspension. Le modèle RQSM utilise l'énergie cinétique des précipitations pour décrire le processus de mise en suspension des particules solides. Le transport des matières en suspension est décrit à l'aide de la théorie des systèmes linéaires. Le modèle RQSM a été validé à l'aide de 285 mesures de matière en suspension obtenues au cours de 22 événements pluvieux mesurés sur 4 sous bassins

différents. Le modèle RQSM a convenablement reproduit les pollutogrammes mesurés. De plus, il a fourni des résultats comparables à ceux du modèle de lessivage exponentiel. Le troisième modèle développé est destiné au suivi et à la validation des mesures pour un déversoir d'orage latéral à seuil court. La validation et le suivi des mesures sont réalisés grâce à l'utilisation combinée d'un système d'instrumentation et d'une loi de déversement. La procédure de suivi et de validation des mesures pour un déversoir d'orage latéral a été validée à l'aide de 24 essais réalisés sur un dispositif expérimental équipé de capteurs couramment utilisés en réseaux d'assainissement. La procédure a permis d'identifier et de corriger les erreurs de mesure contenues dans les échantillons de données.

HYDROLOGIC AND HYDRAULIC MODELS FOR OFF-TIME SEWER NETWORKS MANAGEMENT

Éric Crobeddu

ABSTRACT

Off-time sewer networks management is useful for the performance evaluation of sewer network operation based on the quantity and quality of sewer overflows. The research report introduces three original hydrologic and hydraulic models. These three models form the frame of a simulation tool for off-time sewer networks management. The first model is the IRH (Improved Rational Hydrograph) method dedicated to runoff simulation. The IRH method is a generalization of the traditional rational method based on the linear system theory. The IRH method has two versions. The first version, named IRH1, describes globally the runoff process over the urban catchment and the runoff process inside the pipe networks. The second version, named IRH2, describes separately the runoff process over the urban catchment and the runoff process inside the pipe networks. The IRH method was validated with the use of 41 rainfalls events monitored in 7 different North American and European urban catchments. A good agreement was achieved between simulated and observed runoff hydrographs. Moreover, runoff hydrographs simulated with the IRH1 method were equivalent to those simulated with the non linear reservoir model but less accurate than those computed with the IRH2 method. The second model is the RQSM (Runoff Quality Simulation Model) model dedicated to the washoff simulation of TSS (total suspended solids). The RQSM model uses rainfall kinetic energy to describe the production process of suspended solids. The transport of suspended solids is described with the linear system theory. The RQSM model was validated with the help of 285 measures of TSS monitored during 22 rainfall events occurred in four different sites. TSS pollutographs computed with the RQSM reasonably agree with measured pollutographs. Moreover, TSS pollutographs derived

with the RQSM model were equivalent to TSS pollutographs computed with the exponential washoff model. The third model is a procedure to survey and validate measures on a short side weir. The survey and validation of measures on a short side weir are realised with the combined use of instrumentation and of a discharge equation. The procedure of data survey and validation was validated with the use of 24 trials carried out on an experimental setup equipped with sensors currently used in sewer networks. The procedure has identified and corrected erroneous measures included in the measurement samples.

REMERCIEMENTS

Le présent mémoire n'aurait jamais vu le jour sans l'aide et le soutien précieux d'organismes, de collègues et de parents auxquels je dédie ces lignes de remerciements.

Tout d'abord, je tiens spécialement à remercier mon directeur de recherche, le professeur Saad Bennis, qui m'a soutenu financièrement et académiquement tout au long du projet. Ses conseils avisés ont permis de bonifier les articles et le mémoire. En outre, sa grande disponibilité m'a permis de rapidement surmonter les embûches de parcours.

Je remercie également le CERIU, Hydro-Québec, l'arrondissement de Verdun, les villes de Montréal et Laval pour leur support financier et matériel. Cet appui a grandement contribué à enrichir les résultats de recherche.

Je tiens également à remercier le technicien Fernando Avendano pour son appui durant la phase expérimentale du projet. Ses talents de concepteur ont été primordiaux dans la réussite des tests expérimentaux.

Je salue les camarades de maîtrise et doctorat qui m'ont accompagné durant toutes ces années. Ils ont su créer une ambiance de travail conviviale, propice aux échanges scientifiques et humains.

Enfin, je suis gré à ma famille pour ses encouragements et son soutien moral inconditionnel. Je sais que je leur ai souvent fait défaut; et j'espère, que ces quelques pages de recherche, fruits de mes absences, sauront me faire pardonner.

TABLE DES MATIÈRES

	Page
SOMMAIRE	i
ABSTRACT	iii
REMERCIEMENTS	v
TABLE DES MATIÈRES	vi
LISTE DES TABLEAUX.....	ix
LISTE DES FIGURES.....	xi
LISTE DES ABRÉVIATIONS ET DES SIGLES.....	xiii
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 CONTEXTE, PROBLÉMATIQUE ET OBJECTIF DE LA RECHERCHE	4
1.1 Contexte	4
1.1.1 La gestion en temps différé des réseaux d'assainissement.....	5
1.1.2 Le logiciel PRÉVAL	7
1.2 Problématique	9
1.3 Objectifs de la recherche	10
CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE SUR LES OUTILS DE SIMULATION DES RÉSEAUX D'ASSAINISSEMENT.....	12
2.1 Introduction	12
2.2 L'outil KINEROS	13
2.3 L'outil HSPF	14
2.4 L'outil SWMM.....	15
2.5 L'outil AUTO_QI	16
2.6 L'outil STORM.....	17
2.7 L'outil MOUSE.....	18
2.8 L'outil InfoWorks	19
2.9 Conclusion.....	20

CHAPITRE 3	ARTICLE 1 : « IMPROVED RATIONAL HYDROGRAPH METHOD ».....	21
3.1	Introduction.....	21
3.2	Rational hydrograph method and non linear reservoir model.....	23
3.2.1	IRH method.....	23
3.2.2	NLR model versus IRH method.....	28
3.3	Sensitivity Analysis.....	30
3.4	Calibration procedure.....	35
3.5	Application.....	37
3.5.1	The sites	37
3.5.2	Model calibration and validation	38
3.6	Conclusion.....	43
CHAPITRE 4	ARTICLE 2 : « IMPROVEMENT AND SCALE EFFECT STUDY OF THE RATIONAL HYDROGRAPH METHOD ».....	45
4.1	Introduction.....	45
4.2	Rational hydrograph methods	46
4.2.1	IRH1 method.....	46
4.2.2	IRH2 method.....	49
4.3	Scale effect study of the IRH1 and IRH2 methods	51
4.3.1	Synthetic catchments design	51
4.3.2	Test procedure of the IRH1 and IRH2 methods.....	54
4.3.3	Results.....	56
4.4	Validation of the IRH2 method.....	58
4.4.1	Calibration of the IRH1 and IRH2 methods	60
4.4.2	Application of the IRH1 and IRH2 methods.....	63
4.5	Conclusion.....	65
CHAPITRE 5	ARTICLE 3 : « MODÈLE DE LESSIVAGE DES MATIÈRES EN SUSPENSION EN MILIEU URBAIN »	67
5.1	Introduction.....	67
5.2	Représentations du processus d'accumulation.....	69
5.2.1	Problématique de l'accumulation.....	69
5.2.2	Choix d'un modèle d'accumulation.....	70
5.3	Formulation du modèle RQSM.....	71
5.3.1	Modèle de mise en suspension des particules solides.....	71
5.3.2	Modèle de transport des particules solides.....	73
5.4	Modèle de « rating curve » et modèle exponentiel	77
5.5	Validation du modèle RQSM.....	79
5.5.1	Les sites	79

5.5.2	Calage des trois modèles de lessivage	81
5.5.3	Comparaison des trois modèles de lessivage	83
5.6	Analyse de sensibilité du modèle RQSM.....	87
5.7	Conclusion.....	90
CHAPITRE 6	ARTICLE 4 : « SUIVI ET VALIDATION DES MESURES POUR UN DÉVERSOIR D'ORAGE LATÉRAL À SEUIL COURT ».....	92
6.1	Introduction	92
6.2	Montage expérimental.....	94
6.2.1	Description du banc d'essai	94
6.2.2	Instrumentation	95
6.3	Méthodologie et développements théoriques.....	97
6.3.1	Loi de déversement	97
6.3.2	Validation des débits déversés	100
6.3.3	Identification du capteur défaillant et correction des débits déversés erronés.....	101
6.4	Validation de la loi de Dominguez.....	104
6.4.1	Calage des lois hydrauliques	104
6.4.2	Déversoir fonctionnant en mode non influencé	107
6.4.3	Déversoir fonctionnant en mode influencé	109
6.4.4	Analyse de sensibilité.....	112
6.5	Test de la procédure de validation	113
6.6	Conclusion.....	118
CONCLUSION	120
RECOMMANDATIONS.....		125
BIBLIOGRAPHIE		126

LISTE DES TABLEAUX

	Page
Table I	Reference parameters for sensitivity analysis of the IRH method31
Table II	Physical characteristics of the seven selected urban catchments38
Table III	Calibrated parameters of the NLR model and of the IRH method39
Table IV	$Nash$, R_v and R_p value after simulation of the 27 registered runoff events with the NLR model and the IRH method.....40
Table V	Average and standard deviation of $Nash$, R_v and R_p for the NLR model and the IRH method.....43
Table VI	Physical characteristics of the synthetic urban catchments53
Table VII	Physical characteristics of the seven selected urban catchments59
Table VIII	Calibrated parameters of the IRH1 and IRH2 methods.....62
Table IX	$Nash$, R_v , R_p and ΔT_p value after simulation of the 27 monitored runoff events with the IRH1 and IRH2 methods.....63
Table X	Average and standard deviations of $Nash$, R_p for the IRH1 and IRH2 methods65
Tableau XI	Caractéristiques physiques des quatre sous bassins utilisés pour la validation du modèle RQSM80
Tableau XII	Valeur des paramètres après calage des modèles RQSM, « rating curve » et exponentiel.....83
Tableau XIII	Valeur des indicateurs de performance lors de la validation des modèles RQSM, « rating curve » (RC) et exponentiel (EXP)84

Tableau XIV	Moyenne et écart-type des valeurs de $Nash$, R_p et R_M	86
Tableau XV	Valeurs de référence des paramètres pour l'analyse de sensibilité du modèle RQSM.....	88
Tableau XVI	Données mesurées sur le déversoir latéral fonctionnant en mode non influencé.....	107
Tableau XVII	Données mesurées sur le déversoir latéral fonctionnant en mode influencé.....	110
Tableau XVIII	Écarts relatifs sur les débits déversés.....	114
Tableau XIX	Écarts relatifs entre les débits déversés mesurés et simulés en présence de hauteurs erronées en amont.....	115
Tableau XX	Écarts relatifs entre les débits déversés mesurés et simulés en présence de vitesses erronées en amont.	117
Tableau XXI	Débits déversés validés en présence de vitesses et hauteurs erronées en amont	118

LISTE DES FIGURES

	Page
Figure 1	Système de gestion en temps différé6
Figure 2	Le logiciel PRÉVAL.....8
Figure 3	Outil de simulation des réseaux d'assainissement pour un système de gestion en temps différé 10
Figure 4	Impulse response function of the catchment.....24
Figure 5	Runoff hydrographs of the IRH method for various rainfall durations26
Figure 6	Schematic representation of the IRH method and the NLR model28
Figure 7	Changes in <i>Nash</i> with IRH parameters for rainfall (1).....33
Figure 8	Changes in (a) R_v , (b) R_p , and (c) <i>Nash</i> with IRH parameters for rainfall (2).....34
Figure 9	Calibration procedure for the NLR model and the IRH method36
Figure 10	Runoff computed with the NLR model and the IRH method for rainfalls (a) E. Y. 01-09-76 and (b) G.H. 05- 06-6342
Figure 11	Conceptualized urban catchment.....47
Figure 12	Two synthetic urban catchments with their sewer network of respectively class 1 and 554
Figure 13	Variation of (a) <i>Nash</i> , (b) R_p , (c) ΔT_p with D for the IRH1 method56
Figure 14	Variation of (a) <i>Nash</i> , (b) R_p and (c) ΔT_p with D for the IRH2 method57

Figure 15	Variation of (a) <i>Nash</i> and (b) R_p with A for the IRH1 and IRH2 methods	58
Figure 16	Calibration procedure of the IRH1 and IRH2 methods	60
Figure 17	Réponse impulsionnelle d'un bassin	74
Figure 18	Réponses d'un bassin à une intensité de mise en suspension de durée t_p	75
Figure 19	Pluies enregistrées sur, (a), le sous-bassin (1) de l'arrondissement de Verdun et sur, (b), les sous-bassins Mattis Nord, Mattis Sud et Saint John Nord, (Champaign, USA)	79
Figure 20	Pluie du 13 octobre 2000 sur le sous-bassin (1) de l'arrondissement de Verdun	85
Figure 21	Pluie du 23 juin 1980 à South Mattis	85
Figure 22	Variation du Nash en fonction du taux de variation des paramètres du modèle RQSM pour, (a), la pluie (1) et, (b), la pluie (2)	89
Figure 23	Banc d'essai	94
Figure 24	Procédure d'identification des variables mesurées erronées	102
Figure 25	Débit mesuré et simulé par la courbe de tarage en aval du déversoir	105
Figure 26	Comparaison entre les débits déversés simulés par la loi de Dominguez et les débits mesurés en mode non influencé	108
Figure 27	Fonctionnement du déversoir latéral en mode influencé	110
Figure 28	Comparaison entre les débits déversés simulés par la loi de Dominguez et les débits mesurés en mode influencé	111
Figure 29	Débits déversés simulés avec des seuils de hauteurs respectives 5 cm et 5,3 cm	113

LISTE DES ABRÉVIATIONS ET DES SIGLES

A	Surface
$ACCU$	Taux d'accumulation journalier, kg/j
A_{imp}	Surface imperméable, ha
A_{per}	Surface perméable, ha
a	Coefficient de lessivage
b	Coefficient d'ajustement
C	Coefficient de ruissellement
C_{imp}	Coefficient de ruissellement pour les surfaces imperméables
C_{per}	Coefficient de ruissellement pour les surfaces perméables
CSO	Eaux unitaires rejetées au milieu naturel (Combined Sewer Overflow)
D	Densité de drainage, m/ha
$DISP$	coefficient de disparition des particules, j^{-1}
Dp	Pertes initiales, mm
dp	Intensité des pertes initiales, mm/h
Er	Écart relatif
\overline{Er}	Écart relatif moyen
Er_1	Écart relatif 1
Er_2	Écart relatif 2
f	Intensité d'infiltration, mm/h
f_0	Intensité d'infiltration initiale, mm/h
f_∞	Intensité d'infiltration asymptotique, mm/h
h	Hauteur d'eau, m
$h_{amont}^{mesuré}$	Hauteur d'eau mesurée en amont
$h_{aval}^{mesuré}$	Hauteur d'eau mesurée en aval
h_1	Charge à l'aval, m
h_2	Charge à l'amont, m

i	Index de temps
I	Intensité des précipitations, mm/h ou m/s
IC	Intervalle de confiance
IMP	Taux de surface directement drainée
I_{max}	Intensité maximale
IRH	Improved Rational Hydrograph
j	Index de temps
k	Index de temps
K	Coefficient de décroissance, h^{-1}
K_c	Coefficient de conversion égal à 0,0028 pour le système métrique et 1 pour le système impérial
KE	Énergie cinétique de la pluie par unité de surface et de temps, $J \cdot m^2 \cdot h^{-1}$
Kp_{imp}	Coefficient de mise en suspension des particules solides pour les surfaces imperméables, kg/J
Kp_{per}	Coefficient de mise en suspension des particules solides pour les surfaces perméables, kg/J
L	Longueur du seuil, m
L_d	Longueur de parcours en conduite, m
L_o	Longueur de parcours sur le bassin, m
L_{pipe}	Linéaire de conduite, m
Ma	Masse de particules solides accumulées, kg
MES	Matière en suspension
m	Index de temps
ml	Charge de matière en suspension, kg/s
$ml^{Mesuré}$	Charge de matière en suspension mesurée, kg/s
$ml^{Mesuré}_{Max}$	Charge de matière en suspension mesurée maximale, kg/s
$ml^{Simulé}$	Charge de matière en suspension simulée, kg/s
$ml^{Simulé}_{Max}$	Charge de matière en suspension simulée maximale, kg/s

mp	Taux de mise en suspension des particules solides par unité de surface, $\text{kg}\cdot\text{m}^{-2}\cdot\text{s}^{-1}$
mp_{imp}	Taux de mise en suspension des particules solides par unité de surfaces imperméables, $\text{kg}\cdot\text{m}^{-2}\cdot\text{s}^{-1}$
mp_{per}	Taux de mise en suspension des particules solides par unité de surfaces perméables, $\text{kg}\cdot\text{m}^{-2}\cdot\text{s}^{-1}$
m_r	Index final du vecteur des précipitations
N	Taille de l'échantillon
$Nash$	Coefficient de Nash
NLR	Non Linear Reservoir
n	Coefficient de Manning
n_{imp}	Coefficient de Manning pour les surfaces imperméables
n_{per}	Coefficient de Manning pour les surfaces perméables
P	Hauteur cumulée des précipitations, mm
Q	Débit, m^3/s
$Q_{amont}^{mesuré}$	Débit amont mesuré, l/s
$Q_{amont}^{validé}$	Débit amont validé, l/s
$Q_{aval}^{mesuré}$	Débit aval mesuré, l/s
Qd	Débit déversé, l/s
$Qd^{mesuré}$	Débit déversé mesuré, l/s
$Qd^{simulé}$	Débit déversé simulé, l/s
$Qd^{validé}$	Débit déversé validé, l/s
$Qd_1^{mesuré}$	Débit déversé mesuré 1, l/s
$Qd_2^{mesuré}$	Débit déversé mesuré 2, l/s
Q_{max}	Débit maximal
Q_{meas}	Débit mesuré
\overline{Q}_{meas}	Débit moyen mesuré

Q_{ref}	Débit de référence
\overline{Q}_{ref}	Débit moyen de référence
Q_p^{meas}	Débit de pointe mesuré
Q_p^{ref}	Débit de pointe de référence
Q_p^{sim}	Débit de pointe simulé
R_h	Le rayon hydraulique (m)
R_M	Rapport des masses
R_p	Rapport des pointes
$RQSM$	Runoff Quality Simulation Model
R_v	Rapport des volumes
r_a	Coefficient d'ajustement
r_l	Coefficient de lessivage
S_d	Pente des conduites d'assainissement, m/m
S_o	Pente du terrain, m/m
t_c	Temps de concentration
t_d	Temps de transport en conduite
t_o	Temps de transport en surface
t_r	Durée des précipitations
u	Réponse impulsionnelle d'un bassin
u_{imp}	Réponse impulsionnelle des surfaces imperméables
u_{per}	Réponse impulsionnelle des surfaces perméables
$v_{amont}^{mesuré}$	Vitesse de l'écoulement mesurée à l'amont
W	Largeur du bassin
α, β	Paramètres liés aux processus microscopiques de formation des gouttes de pluie
Δt	Pas de temps, min
ΔT_p	Déphasage des pointes, min

ϕ_1	Coefficient de forme
ϕ_2	Coefficient hydraulique
Π	Fonction de Heaviside
σ_{Er}	Écart type des écarts relatifs
τ	Temps

INTRODUCTION

À travers l'histoire et les civilisations, les réseaux d'assainissement ont eu un double rôle à jouer dans la ville. Le premier rôle des réseaux d'assainissement a été d'assurer la protection des biens et des personnes en drainant l'eau à l'extérieur des villes. Les premiers réseaux apparurent en Mésopotamie et dans la vallée de l'Indus sous la forme de canaux en pierre construits à ciel ouvert. Les techniques de construction des réseaux furent grandement améliorées par la civilisation romaine (Malissard, 1994). Ces évolutions donnèrent naissance aux plus beaux ouvrages de l'antiquité. La période du moyen âge a été marquée par l'exode urbain qui conduisit à l'abandon progressif des ouvrages d'assainissement antiques. Néanmoins, le moyen âge marqua en terme de technologie d'assainissement plus une période de stagnation que de régression (Leguay, 2002). Au XIX^{ème} siècle, la révolution industrielle s'accompagna d'un exode des populations rurales vers les grandes villes. Ces nouvelles contraintes démographiques contraignirent les villes à généraliser l'implantation de réseaux d'assainissement afin de diminuer les risques d'inondation. À cette époque, la construction des réseaux a été facilitée par la découverte des principales lois de l'hydraulique. Le XX^{ème} siècle a été techniquement marqué par l'automatisation des réseaux d'assainissement.

Le second rôle des réseaux d'assainissement a été sanitaire. Hippocrate (1996), le père de la médecine moderne, entrevoyait déjà à l'époque antique les risques sanitaires liés à l'eau : « Pour le reste, au sujet des eaux, je veux exposer en détail celles qui sont malsaines et celles qui sont très saines, les maux qui proviennent normalement de l'eau ainsi que les bienfaits; car l'eau contribue pour une très grande part à la santé. ». Malheureusement, ces enseignements basés sur l'observation eurent peu d'influence sur la construction des réseaux d'assainissement durant l'antiquité et le moyen âge. En effet, à cette époque l'assainissement des eaux usées reposait principalement sur des considérations religieuses tournant autour du concept de pureté (Small, 1974). De plus, il

ne bénéficiait qu'aux classes supérieures urbanisées de la société ou aux institutions religieuses. Au XIX^{ème} siècle, l'exode rural provoqué par la révolution industrielle a entraîné une détérioration des conditions sanitaires dans les zones urbaines. Les pressions du courant hygiéniste ont favorisé l'amorce de projets d'assainissement qui visaient à protéger les populations contre les « miasmes » véhiculés par les eaux usées. La nécessité d'assainir les villes à l'aide d'un réseau enterré s'est définitivement imposée avec le développement des sciences de la vie.

Au cours du XX^{ème} siècle, l'expansion urbaine et les progrès techniques ont abouti à l'extension et à l'automatisation des réseaux d'assainissement. Parallèlement, la contamination des milieux aquatiques par les rejets directs d'eaux usées est venue remplacer la contamination des villes. Ces nouvelles problématiques ont conduit les gestionnaires à utiliser des approches innovantes dans la gestion des réseaux. Une de ces approches est la gestion en temps différé. Elle consiste à évaluer la performance de fonctionnement d'un réseau d'assainissement au regard de la quantité et de la qualité des eaux rejetées dans le milieu naturel.

Cette thèse met en avant trois modèles hydrologiques et hydrauliques destinés à former l'ossature d'un outil de simulation pour un système de gestion en temps différé des réseaux d'assainissement. La thèse se découpe en six chapitres. Le premier chapitre aborde le contexte, la problématique et l'objectif de la recherche. Le second chapitre présente une revue de la littérature sur les outils de simulation des réseaux d'assainissement. Le troisième chapitre est un article soumis au « journal of hydrology » en mai 2006 et accepté en juillet 2006. L'article a pour titre « improved rational hydrograph method ». Cet article présente la méthode IRH (Improved Rational Hydrograph) destinée à la simulation du débit de ruissellement à l'exutoire d'un bassin urbain. Le quatrième chapitre est un article qui a pour titre « improvement and scale effect study of the rational hydrograph method ». Cet article présente des développements théoriques pour augmenter la limite de validité de la méthode IRH ainsi

que l'étude de l'effet d'échelle sur la précision de la méthode IRH. Cet article sera soumis prochainement. Le cinquième chapitre est un article soumis à la « revue des sciences de l'eau » en août 2005 et accepté en février 2006. L'article a pour titre « modèle de lessivage des matières en suspension en milieu urbain ». Il présente un modèle de simulation des charges de matière en suspension transportées par les eaux de ruissellement. Enfin, le sixième chapitre est un article paru en 2006 dans la « revue canadienne de génie civil ». L'article publié a pour titre « suivi et validation des mesures pour un déversoir d'orage latéral à seuil court ». L'article présente une approche pour suivre et valider les débits déversés par un déversoir d'orage latéral à seuil court.

Le présent travail a été réalisé dans le cadre d'un partenariat de recherche entre l'École de Technologie Supérieure, le CERIU, Hydro Québec, l'arrondissement de Verdun, les villes de Montréal et de Laval.

CHAPITRE 1

CONTEXTE, PROBLÉMATIQUE ET OBJECTIF DE LA RECHERCHE

1.1 Contexte

L'évolution des réglementations sur l'eau à l'échelle mondiale a favorisé le développement des infrastructures d'assainissement et la diminution des rejets d'eaux usées non traitées vers le milieu naturel. Aux États Unis, le « Construction Grants Program » a financé le développement des infrastructures d'assainissement pour répondre aux exigences de la réglementation du « Clean Water Act ». Ce programme a fait passer le nombre de stations d'épuration de 14051 en 1968 à 16202 en 2000 et le pourcentage de stations d'épuration effectuant un traitement secondaire de 72% en 1968 à 99% en 1999. Cependant, les pourcentages d'eaux combinées rejetées au milieu naturel atteignaient encore les 20% en 2004 (U.S. Environmental Protection Agency, 2004). En France, la loi sur l'eau de 1992 a pris en compte les objectifs énoncés dans la directive européenne 91/271/CEE du 21 mai 1991 relative au traitement des eaux urbaines résiduaires. La France est ainsi passée de 2115 stations d'épuration en 1970 à 14377 fin 2000. De plus, le rendement des stations d'épuration pour les matières oxydables est passé de 68% en 1984 à 80% en 2000 (DATAR et IFEN, 2000). La nouvelle directive européenne 2000/60/CE du 23 octobre 2000 sur la gestion de l'eau est encore plus restrictive puisqu'elle prévoit une obligation de résultats (Miquel, 2003) en lieu et place de l'obligation de moyens. Au Québec, le programme d'assainissement des eaux du Québec lancé en 1978 a financé la mise en conformité des réseaux d'assainissement avec la loi sur la qualité de l'environnement (Yergeau, 1988). Ce programme a fait passer de 2% en 1978 à 98% en 2000 le pourcentage des eaux sanitaires traitées, grâce à la construction de plus de 568 stations d'épuration (Ministère de l'environnement, 1999). Cependant, la mise à niveau des réseaux d'assainissement

n'a pas supprimé l'ensemble des dysfonctionnements. En effet, les débordements en temps de pluie restent la principale source de pollution à tort au Québec. À titre d'exemple, entre 16 et 18 déversements se produisent entre le 1 mai et le 31 octobre sur l'intercepteur Nord de l'île de Montréal (Boulay *et al.*, 1999). Aux problèmes des débordements viennent s'ajouter les problèmes d'inondation. À titre d'exemple, la ville de Laval enregistre en moyenne 500 plaintes par année pour causes d'inondation (CH2M Hill Engineering Limited, 1992).

L'évaluation de la performance hydrologique et hydraulique d'un réseau d'assainissement permet de quantifier les dysfonctionnements et d'en cerner les origines (Valiron et Tabuchi, 1992), (Réseau Environnement, 1999). L'évaluation de la performance hydrologique et hydraulique d'un réseau d'assainissement peut se faire à l'aide d'un système de gestion en temps différé.

1.1.1 La gestion en temps différé des réseaux d'assainissement

La gestion en temps différé consiste à évaluer la performance de fonctionnement d'un réseau d'assainissement afin d'aider le gestionnaire dans ses prises de décision technique (Days, 2000). La performance de fonctionnement d'un réseau d'assainissement s'évalue au regard de la quantité et de la qualité des eaux rejetées dans le milieu naturel.

La Figure 1 présente un système de gestion en temps différé.

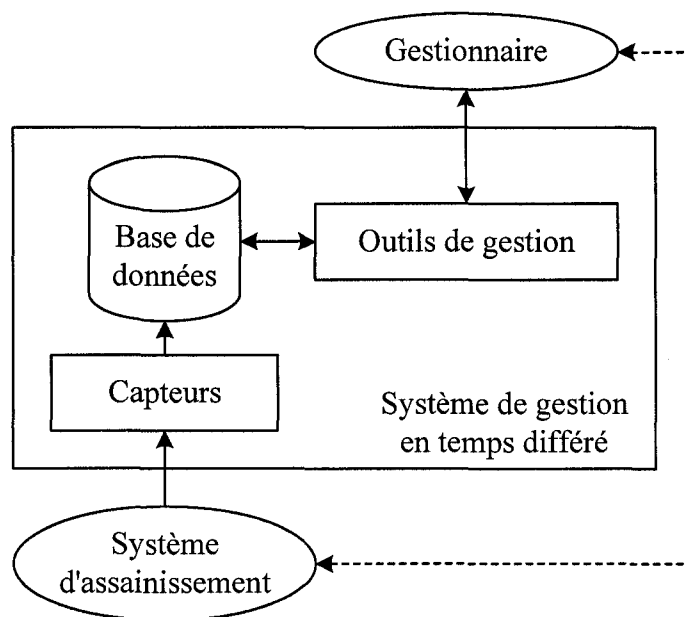


Figure 1 Système de gestion en temps différé

Les systèmes de gestion en temps différé sont constitués de capteurs qui relèvent des données quantitatives et qualitatives sur le réseau d'assainissement. Une base de données sert à stocker l'information recueillie. Enfin, des outils informatiques permettent d'exploiter les données.

Les outils de gestion informatique (Valiron, 1988) des réseaux d'assainissement comprennent une partie ou la totalité des fonctionnalités suivantes :

- des outils de validation des données;
- des outils de simulation des réseaux d'assainissement;
- des outils d'analyse et de visualisation des données.

Les outils de validation des données sont généralement constitués de procédures et de règles statistiques qui permettent de traiter et trier les données avant de pouvoir les utiliser. Ces outils ont émergé récemment avec la hausse importante du nombre de données mesurées dans les réseaux d'assainissement instrumentés. Ils ont été développés pour rationaliser et automatiser la validation des données mesurées.

Les outils de simulation sont constitués de modèles hydrologiques et hydrauliques. Ils servent à simuler les hydrogrammes et les pollutogrammes à l'exutoire des réseaux d'assainissement.

Les outils d'analyse et de visualisation fournissent une représentation graphique des données mesurées ou simulées. De plus, ils permettent de générer des bilans statistiques sur le fonctionnement du réseau.

1.1.2 Le logiciel PRÉVAL

Le logiciel PRÉVAL (Bennis, 2004a), (Crobeddu et Bennis, 2004) est un outil de gestion en temps différé des réseaux d'assainissement. La Figure 2 présente l'agencement des différents modules de PRÉVAL.

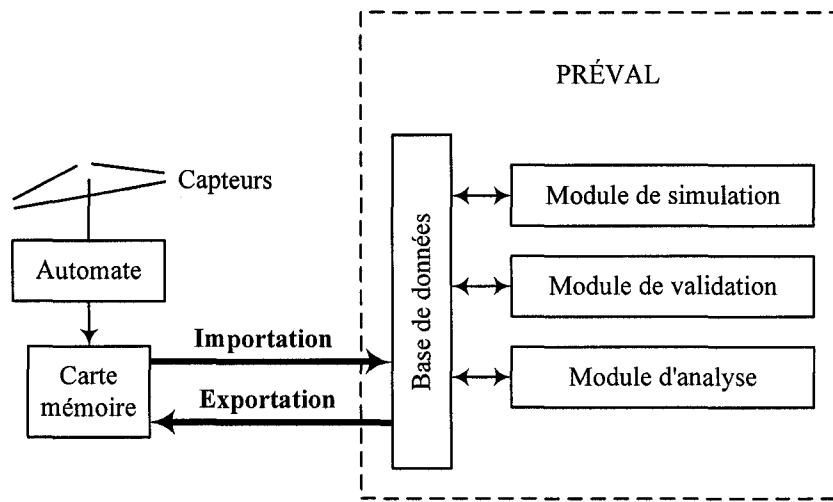


Figure 2 Le logiciel PRÉVAL

PRÉVAL dispose d'une base de données qui permet d'importer et de stocker les données mesurées dans un format utilisable par le logiciel. Les données mesurées sur le réseau peuvent être validées à l'aide d'un module de validation ou servir à faire fonctionner le module de simulation. Le module de simulation et de validation s'utilise en série ou en parallèle. Le module de simulation fait une modélisation macroscopique des processus de ruissellement (Abdelaziz et Bennis, 2005), (Bennis et Crobeddu, 2005) et de lessivage (Temimi et Bennis, 2002) des bassins urbains. De plus, il modélise le déversement au travers des déversoirs d'orage. Le module de validation intègre deux classes de méthodes de validation qui permettent de corriger les aberrations et les bruits dans les séries de données. Premièrement, des méthodes de validation univariées (Berrada *et al.*, 1996) qui traitent individuellement les séries de données. Deuxièmement, des méthodes de validation multivariées (Bennis *et al.*, 1996) qui traitent conjointement des séries de données fortement corrélées. Au final, l'information générée par le module de validation et de simulation est utilisée par le module d'analyse pour réaliser de l'évaluation hydraulique d'ouvrages d'assainissement, de la simulation de débits de ruissellement, de la simulation de charges de polluants et des bilans de rejets.

1.2 Problématique

Les systèmes de gestion en temps différé contiennent des modèles hydrologiques et hydrauliques qui simulent le ruissellement, le lessivage des sols et le fonctionnement des déversoirs d'orage. Dans le cadre d'une utilisation par des ingénieurs praticiens, les modèles de simulation du ruissellement, du lessivage des sols et des déversoirs d'orage présentent plusieurs des lacunes suivantes (Nix, 1994), (O'Loughlin, Huber et Chocat, 1996), (Tsihrintzis et Hamid, 1997), (Zug *et al.*, 2001) :

- une formulation peu robuste. En effet, certains modèles ont une formulation mathématique inadaptée qui engendre des problèmes de convergence et de stabilité numérique.
- un niveau d'explication inadéquat. En effet, certains modèles ont un niveau de détails trop important. Par conséquent, l'utilisation de ces modèles exige beaucoup de données de terrain. De plus, ils fournissent des informations surabondantes. À contrario, certains modèles ont une formulation trop artificielle. Par conséquent, ils ne rendent pas compte du fonctionnement du système. De plus, ils empêchent l'utilisateur d'exercer son regard critique.
- un manque de versatilité. En effet, les modèles de simulation ont une finalité unique qui est la conception ou l'analyse.
- un manque de flexibilité. En effet, les modèles de simulation ont souvent été conçus pour fonctionner sur des sites particuliers. De plus, ils sont souvent inutilisables en l'absence de données mesurées.
- un manque de compatibilité. En effet, la plupart des modèles ont été développés indépendamment les uns des autres. Par conséquent, ils peuvent difficilement être associés ou alors, au prix d'une perte de cohérence et d'efficacité de l'ensemble.

1.3 Objectifs de la recherche

L'objectif de cette recherche est de développer l'ossature d'un outil de simulation des réseaux d'assainissement pour un système de gestion en temps différé. L'outil de simulation envisagé est décrit sur la Figure 3.

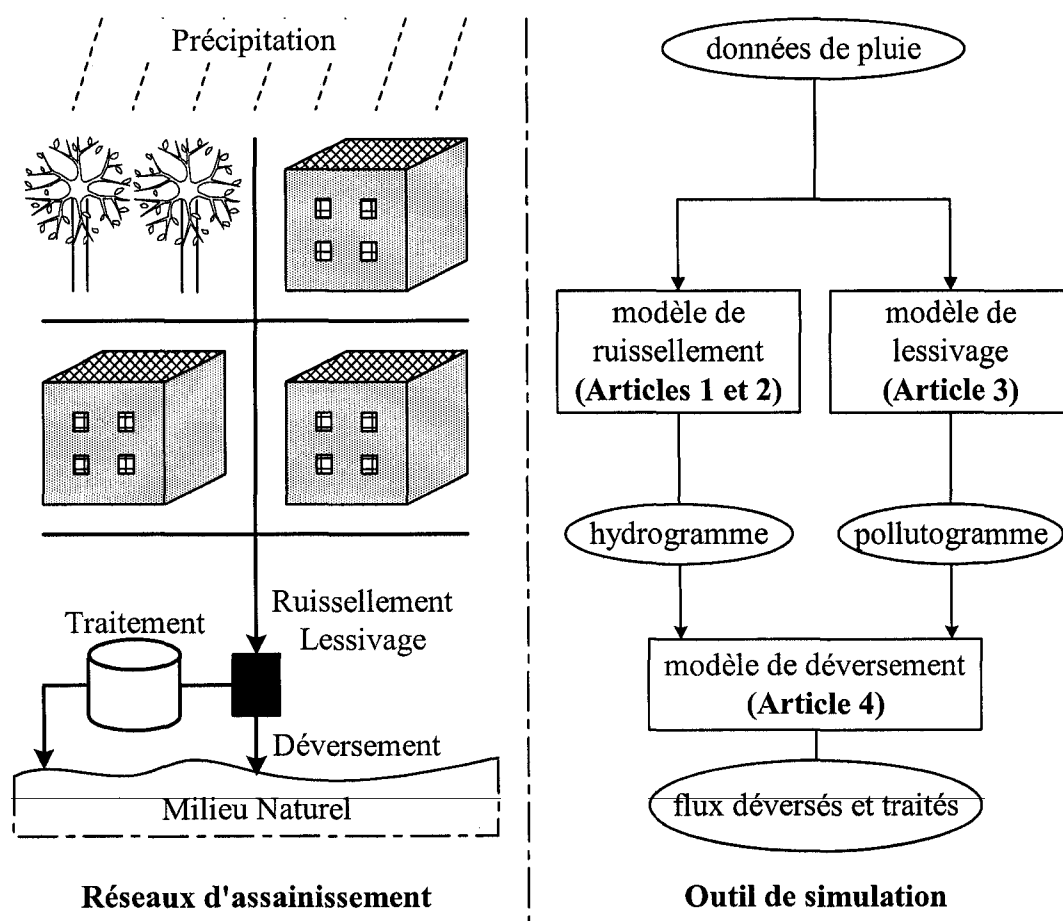


Figure 3 Outil de simulation des réseaux d'assainissement pour un système de gestion en temps différé

Les objectifs spécifiques de la recherche sont les suivants :

- 1- développer un modèle pour simuler les débits de ruissellement à l'exutoire d'un réseau d'assainissement;
- 2- développer un modèle pour simuler les charges de matières en suspension à l'exutoire d'un réseau d'assainissement;
- 3- développer une approche pour le suivi et la validation des débits déversés par un déversoir d'orage latéral.

Ces trois modèles doivent avoir une formulation robuste, un niveau d'explication adéquat, de la versatilité, de la flexibilité et une bonne compatibilité.

CHAPITRE 2

REVUE DE LITTÉRATURE SUR LES OUTILS DE SIMULATION DES RÉSEAUX D'ASSAINISSEMENT

2.1 Introduction

Les phénomènes hydriques en milieu urbain peuvent se décrire à l'aide de modèles déterministes, conceptuels ou empiriques (Yen, 1986), (Jovanovic, 1986). Les modèles déterministes simulent les variables de sortie d'un système hydrique en explicitant complètement ses mécanismes à l'aide des lois de la physique. Ces lois font intervenir les variables d'entrée et les paramètres physiques du système. En théorie, les modèles déterministes ne requièrent pas de calage. Les modèles conceptuels simulent les variables de sortie d'un système hydrique à l'aide de fonctions de transformation qui font intervenir les variables d'entrée du système et des paramètres conceptuels. Les modèles conceptuels requièrent un calage pour fixer la valeur des paramètres des fonctions de transformation. Les modèles empiriques simulent les variables de sortie d'un système hydrique à l'aide de fonctions statistiques. Ces fonctions font intervenir les variables d'entrée du système, les paramètres physiques influents et des paramètres statistiques. Les modèles empiriques requièrent un grand nombre de données mesurées pour choisir la fonction statistique optimale et caler la valeur de ses paramètres. Ces trois catégories de modèle ont donné naissance à de nombreux outils de simulation des réseaux d'assainissement utilisés par les ingénieurs praticiens (American Society of Civil Engineers and Water Environment Federation, 1992), (Nix, 1994), (Viessman et Lewis, 2003), (Freni *et al.*, 2003). Ce chapitre recense les outils opérationnels éprouvés pour la simulation des réseaux d'assainissement. Il s'attache plus particulièrement à décrire les avantages et les limites des modèles utilisés par ces outils pour simuler le ruissellement, le lessivage des sols et les déversoirs d'orage.

2.2 L'outil KINEROS

L'outil KINEROS (Woolhiser *et al.*, 1990) simule le ruissellement et le lessivage des sols sur les petits bassins urbains pour des événements pluvieux ponctuels.

KINEROS modélise le ruissellement à l'aide du modèle déterministe de l'onde cinématique. Ce modèle est une simplification des équations de Barré de Saint-Venant pour les écoulements à surface libre. Le caractère déterministe de l'onde cinématique existe uniquement pour des bassins homogènes (Ponce, 1991). Or, la nature des surfaces en milieu urbain varie grandement dans l'espace. Par conséquent, l'application de l'onde cinématique nécessite une subdivision du bassin en plusieurs sous bassins homogènes. La détermination des paramètres physiques pour chaque sous bassins nécessite un nombre élevé de mesures qui sont difficiles et coûteuses à obtenir. De plus, la durée de résolution de l'onde cinématique est grande comparativement à celle des modèles de ruissellement non déterministes. En revanche, le modèle de l'onde cinématique simule convenablement les hydrogrammes de ruissellement sans calage préalable (Duru et Hjelmfelt, 1994). L'onde cinématique peut également servir à modéliser globalement un bassin. Cependant, elle perd son caractère déterministe et entre en compétition avec des modèles conceptuels qui ont une formulation plus simple et une précision équivalente.

L'outil KINEROS modélise le lessivage des sols à l'aide d'un modèle déterministe. Ce modèle décrit l'érosion, la déposition et le transport des particules solides sous l'effet des précipitations et du ruissellement. L'érosion due aux précipitations varie selon le carré de l'intensité des précipitations. L'érosion due au ruissellement varie en fonction de la contrainte de cisaillement au niveau du sol. L'intensité de déposition des particules solides varie en fonction du rapport entre la concentration en particules solides des eaux ruisselées et la capacité de transport de ces mêmes eaux. Enfin, le transport des

particules solides se fait à l'aide d'une équation de bilan massique inspirée de l'onde cinématique (Bennett, 1974). En théorie, l'approche déterministe du modèle KINEROS ne nécessite pas de calage. Néanmoins, l'efficacité du modèle repose sur la connaissance précise de l'occupation des sols et des caractéristiques physiques des particules solides du bassin (Kalin et Hantush, 2003), (Lajili-Ghezal, 2004).

2.3 L'outil HSPF

L'outil HSPF (Bicknell *et al.*, 2001) simule en continu les flux hydriques et les flux de polluants à l'exutoire de petits ($< 2,5\text{km}^2$) ou de grands bassins.

Le modèle de ruissellement de l'outil HSPF reprend la formulation du modèle conceptuel SWM (Crawford, 1966). Le modèle de ruissellement de l'outil HSPF est un modèle de réservoir non linéaire qui représente en détail, le bilan hydrique à la surface d'un bassin. Le modèle du réservoir non linéaire de l'outil HSPF est issu de la combinaison de l'équation de continuité avec l'équation de Chezy-Manning pour les écoulements turbulents. Ce modèle de ruissellement a besoin de nombreuses données, sur l'état hydrique du bassin, pour pouvoir réaliser des simulation précises (Johnson *et al.*, 2003).

HSPF reprend les modèles conceptuels utilisés par l'outil NPS (Donigian et Crawford, 1976) pour modéliser l'accumulation des particules solides durant la phase de temps sec ainsi que leur arrachement et leur transport en temps de pluie. L'accumulation des particules est modélisée par une fonction exponentielle de la durée de temps sec. L'arrachement des particules varie exponentiellement en fonction de l'intensité des précipitations. Enfin, le transport des particules solides dépend de la masse de particules solides arrachées et de la capacité de transport des eaux de ruissellement. Il est décrit par une fonction linéaire du débit de ruissellement. Le modèle de lessivage de HSPF

comprend un nombre important de paramètres. Par conséquent, le calage de ces paramètres nécessite de nombreuses données mesurées (Saleh et Du, 2004). Cependant, Moore *et al.* (1988) ont montré, lors d'une simulation continue d'un petit bassin urbain, que le modèle HSPF donne en général une bonne estimation des charges de particules solides lessivées.

2.4 L'outil SWMM

L'outil SWMM (Huber et Dickinson, 1988) est certainement le plus utilisé en Amérique du Nord. Il sert à concevoir et analyser les réseaux d'assainissement. SWMM modélise en détail l'hydrologie et l'hydraulique des réseaux d'assainissement.

L'outil SWMM simule le ruissellement à l'aide d'un modèle de réservoir non linéaire (Metcalf and Eddy Inc., 1971). Ce modèle est issu de la combinaison de l'équation de continuité et de l'équation de Manning. Les paramètres du modèle de réservoir non linéaire ne nécessitent pas de calage lorsque le bassin est divisé en sous bassins homogènes (Marsalek *et al.*, 1975). En revanche, ses paramètres doivent être calés dans le cas d'une modélisation globale du bassin. Le modèle du réservoir non linéaire de SWMM simule le ruissellement avec précision pour les pluies de durée supérieure au temps de concentration. En revanche, la modélisation est imprécise pour les pluies de durée inférieure au temps de concentration (Xiong et Melching, 2005).

L'outil SWMM utilise des modèles conceptuels pour simuler l'accumulation, l'arrachement et le transport des particules solides à la surface d'un bassin. L'accumulation en période de temps sec augmente exponentiellement en fonction du temps. L'arrachement et le transport des particules solides sont décrits par une fonction exponentielle du débit de ruissellement. Le modèle de lessivage de SWMM doit être calé avec un nombre important de mesures pour pouvoir simuler précisément les charges

de particules solides (Tsihrintzis et Hamid, 1998a). Sans calage, le modèle de lessivage fournit des résultats erronés.

L'outil SWMM simule globalement le fonctionnement des déversoirs d'orage à l'aide de lois hydrauliques semi empiriques. Or, des études théoriques (Carleton, 1985), (Garcia Salas, 2003) ont montré qu'une modélisation globale des déversoirs d'orage, à l'aide de lois semi empiriques, peut conduire à d'importantes erreurs de simulation. En revanche, les lois de déversement de SWMM fonctionnent en association avec les modèles de laminage en conduite. Par conséquent, les modèles hydrauliques pour les déversoirs prennent en compte les influences avals et les mises en charge.

2.5 L'outil AUTO_QI

L'outil AUTO_QI (Terstriep *et al.*, 1990) est utilisé pour concevoir et analyser les réseaux d'assainissement. C'est une version améliorée des modèles ILLUDAS et Q_ILLUDAS. Il est destiné aux réseaux de petite et moyenne dimensions.

Le ruissellement dans l'outil AUTO_QI est décrit à l'aide d'une variante (Terstriep et Stall, 1974) de l'hydrogramme unitaire de Clark (1945). Cet hydrogramme unitaire est plus connu sous le nom de méthode aire-temps. AUTO_QI modélise le bassin versant à l'aide de deux courbes aire-temps. La première courbe représente la contribution des surfaces perméables et la seconde courbe, la contribution des surfaces imperméables. La contribution maximale du bassin est atteinte au temps d'équilibre calculé à l'aide de la formule de Izzard (1946). L'utilisation du modèle AUTO_QI implique un découpage fin du bassin (Heeps et Mein, 1974). Par conséquent, un temps relativement important doit être consacré à l'acquisition des données pour le paramétrage du modèle. En revanche, le modèle simule convenablement les débits ruisselés (Tsihrintzis et Sidan, 1998b).

L'outil AUTO_QI utilise des modèles conceptuels pour simuler l'accumulation et le lessivage des particules solides. Une relation linéaire, prenant en compte la durée de temps sec, décrit l'accumulation des particules solides sur le bassin. Le lessivage des particules solides est modélisé par une fonction exponentielle du débit de ruissellement. Ce modèle conceptuel présente l'inconvénient de devoir être calé à l'aide d'un nombre important de données mesurées. Néanmoins, le modèle de lessivage de AUTO_QI semble donner des résultats équivalents à ceux du modèle de lessivage de SWMM (Noel et Terstriep, 1982).

2.6 L'outil STORM

L'outil STORM (Hydrologic Engineering Center, 1977) est dédié à la simulation en continu de la quantité et de la qualité des eaux de ruissellement à l'exutoire des réseaux d'assainissement.

L'outil STORM simule le ruissellement à l'aide de la méthode empirique du SCS « soil conservation service » (Soil Conservation Service, 1972). L'avantage de la méthode du SCS repose sur sa simplicité. En effet, le calage de la méthode du SCS se limite à l'ajustement d'un seul paramètre. De plus, une justification théorique des hypothèses de la méthode du SCS a été apportée récemment par Yu (1998). En revanche, l'outil STORM utilise des pluies horaires pour calculer le ruissellement. Par conséquent, les hydrogrammes de ruissellement issus de STORM ne sont pas précis.

STORM décrit l'accumulation et le lessivage des particules solides à l'aide de modèles conceptuels. L'accumulation est calculée à l'aide d'une fonction linéaire qui prend en compte la durée de temps sec et le linéaire de caniveaux. La charge de particules solides lessivées est calculée à l'aide d'une relation exponentielle qui fait intervenir la masse

accumulée et le débit de ruissellement. L'utilisation de STORM sur différents bassins urbains a donné des résultats mitigés (Warwick et Wilson, 1990).

2.7 L'outil MOUSE

L'outil MOUSE (DHI, 2000a) est utilisé pour faire du dimensionnement ou de l'analyse hydraulique des réseaux d'assainissement. Cet outil modélise en détail l'hydrologie et l'hydraulique des réseaux d'assainissement.

L'outil MOUSE contient trois modèles de simulation du ruissellement qui sont respectivement, la méthode aire/temps, le modèle du réservoir non linéaire et le modèle du réservoir linéaire. Le modèle du réservoir linéaire de MOUSE est une combinaison de l'équation de continuité avec une équation de vidange linéaire. L'avantage du réservoir linéaire est sa simplicité. En effet, le coefficient d'emmagasinement est l'unique paramètre à caler. En revanche, le modèle du réservoir linéaire requiert un calage pour être représentatif. De plus, la méthode du réservoir linéaire n'est valable que pour les petits bassins (Pedersen *et al.*, 1980). Par conséquent, un grand bassin doit être discrétisé en plusieurs sous bassins avant d'utiliser le modèle du réservoir linéaire.

L'outil MOUSE TRAP (DHI, 2000b) simule l'accumulation et le lessivage des surfaces perméables et imperméables à l'aide de modèles conceptuels. La masse de particules solides accumulées est dépendante de la durée de temps sec, pour les fines particules de diamètre inférieur à 0,1 mm. En revanche, la masse de particules solides accumulées est supposée infinie pour les grosses particules. Le transport des particules solides par les eaux de ruissellement se fait à l'aide du modèle de réservoir linéaire. Ce modèle simule la charge de particules lessivées à l'aide de la masse de particules accumulées.

L'outil MOUSE utilise des lois hydrauliques semi empiriques pour calculer le débit déversé par les déversoirs d'orage. Ces lois décrivent partiellement les phénomènes hydrauliques au niveau du déversoir. Par conséquent, elles nécessitent un calage de leurs paramètres. En revanche, MOUSE associe les lois de déversement au modèle de laminage en conduite. Par conséquent, l'influence du déversoir d'orage sur l'écoulement dans les conduites situées en amont et en aval du déversoir est pris en compte. De plus, des fonctions linéaires d'abattement de charges simulent la répartition des flux de particules solides au travers des déversoirs.

2.8 L'outil InfoWorks

InfoWorks est un outil de simulation hydrologique et hydraulique des réseaux d'assainissement. Il permet d'analyser et de concevoir des réseaux d'assainissement de petite et grande dimension.

Le ruissellement est modélisé à l'aide du modèle de réservoir non linéaire de SWMM ou à l'aide de deux réservoirs linéaires en série. L'outil propose également quatre formules empiriques, adaptées à différents sites géographiques, pour estimer le coefficient d'emmagasinement (Desbordes, 1975).

L'outil InfoWorks simule le lessivage des bassins urbains à l'aide d'un modèle conceptuel dérivé des modèles FLUPOL (Bujon, 1988) et MOSQUITO (Moys *et al.*, 1988). L'accumulation des particules solides sur le bassin est modélisée à l'aide d'un modèle exponentiel identique à celui de SWMM. Le transport des particules solides est simulé à l'aide du modèle de réservoir linéaire. InfoWorks donne de bons résultats sur les bassins urbains de petites dimensions (Blanc *et al.*, 1995). En revanche, le calage du modèle de lessivage nécessite un nombre important de données mesurées.

2.9 Conclusion

L'étude bibliographique des outils de simulation hydraulique et hydrologique des bassins urbains fait ressortir plusieurs aspects positifs. Premièrement, la plupart des outils présentés simulent précisément le ruissellement à l'exutoire des bassins urbains. Deuxièmement, ces outils utilisent des modèles de simulation qui ont une formulation robuste. Troisièmement, les outils de simulation sont relativement flexibles. En effet, ils permettent dans la plupart des cas de faire de la simulation événementielle ou en continue. Enfin, les outils de simulation comportent généralement plusieurs modèles de ruissellement. Par conséquent, les outils de simulation compensent le manque de versatilité de chaque modèle en jouant sur leurs complémentarités. En revanche, ces outils présentent plusieurs désavantages dans la perspective d'une utilisation en gestion en temps différé. Premièrement, plusieurs outils décrivent trop en détails les processus du ruissellement. Ces outils sont bien adaptés pour les besoins de la recherche mais inadéquats pour l'ingénieur praticien. De plus, ils réclament la connaissance de paramètres physiques difficiles à mesurer. Deuxièmement, certains outils n'expliquent pas les mécanismes du ruissellement. Par conséquent, l'utilisateur est dans l'impossibilité de réaliser des prévisions. Troisièmement, les outils de simulation utilisent des modèles de lessivage conceptuels comportant de nombreux paramètres. Par conséquent, le calage de ces modèles réclame de nombreuses données mesurées. Enfin, les déversoirs d'orage sont modélisés globalement à l'aide de lois hydrauliques semi empiriques. Or, ces lois s'appliquent uniquement à la minorité des déversoirs d'orage rencontrés dans les réseaux d'assainissement.

CHAPITRE 3

ARTICLE 1 : « IMPROVED RATIONAL HYDROGRAPH METHOD »

3.1 Introduction

Stormwater management practices, such as sewer design and evaluation, combined sewer overflow (CSO) attenuation, on-line and off line storage, and real and off-time management, require the availability of computed runoff hydrographs.

Runoff hydrograph at the outlet of an urban catchment depends on the space-time variation of rainfall, the rainfall-runoff process over the catchment area, and the hydrograph routing in pipes. With the help of computers, complex models can be used to simulate detailed runoff hydrographs and provide flow rates and hydraulic gradient lines at the various nodes of the sewer network. The more sophisticated models, such as SWMM (Huber and Dickinson., 1988) or MOUSE (DHI, 2000) require considerable data inputs and effort compared to simpler approach. Such models are well suited for research purposes or for extensive hydrological analysis of large urban areas. Nevertheless, most engineers are unwilling to use such complex models to compute runoff hydrographs for their current practices (O'Loughlin *et al.*, 1996).

Simple and comprehensive models require limited effort and data input to compute accurate runoff hydrographs. Consequently, most engineers prefer using simple and comprehensive models than complex models for their current practices. Simple models do not mean “black box” models. Indeed, “black box” models do not describe the mechanisms involved in the rainfall-runoff process. Consequently, they are not that much useful for most of stormwater management practices (Nix, 1994).

The simplest comprehensive rainfall-runoff model is the rational method developed by Mulvaney (1851) and Kuichling (1889). The method is rational in the sense that it relates runoff peak discharge to rainfall intensity as opposed to purely empirical techniques that correlate peak discharge to catchment characteristics. The rational method has European equivalents that are similarly successful overseas: Lloyd Davies' (1906) formula is used in England, Caquot's (1941) formula in France, and Imhoff's (1964) formula in Central Europe. These models compute the peak flow rate at the outlet of a catchment for a given rainfall intensity.

Despite its simplicity, the rational method has been the most popular method used to design drainage facilities in North America. It is still strongly favored by engineers, since it requires few parameters, all of which are physical and easily obtained from site surveys (Yen and Akan, 1999). Recent developments have transformed the rational method in a model able to compute complete runoff hydrographs. Rossmiller (1983) developed a rational hydrograph formula based on the assumptions of the rational method to compute hydrographs using a constant rainfall intensity deduced from the intensity-frequency-duration curves. Smith and Lee (1984) developed a rational hydrograph method that can simulate the runoff corresponding to a variable rainfall intensity. His method appears to be limited by the difficulty of accurately computing the time of concentration and the runoff coefficient. Guo (2001) improved the rational hydrograph method by deriving a new formula to compute the time of concentration. Unfortunately, the formula was derived from limited data and therefore cannot be used with confidence. Moreover, his rational hydrograph method was unable to simulate the initial abstraction on impervious areas and the infiltration on pervious areas.

The main goal of the present paper is to offer engineers an improved rational hydrograph method able to compute accurate runoff hydrographs at the outlet of an urban catchment. The paper aims to show how it is possible to improve the rational hydrograph method and overcome its limitations while keeping its simplicity. The following items are of

particular interest: 1- the capacity to use variable intensity rainfalls; 2- a proposed alternative to the lumped runoff coefficient by introducing infiltration for pervious areas and initial abstraction for impervious areas; 3- the sensitivity analysis of the improved rational hydrograph method; 4- a sequential approach to calibrate the parameters involved; 5- the validation of the improved rational hydrograph method by comparing simulated runoff to measured runoff and to runoff computed with the nonlinear reservoir model.

3.2 Rational hydrograph method and non linear reservoir model

3.2.1 IRH method

The improved rational hydrograph (IRH) method is based on the linear system theory described by Chow *et al.* (1988). Moreover, the following physical assumptions are considered:

- 1- the impulse response function of a catchment area is rectangular-shaped and ends at the time of concentration;
- 2- the time of concentration corresponds to the time difference between the end of the rainfall and the end of the direct runoff;
- 3- rainfall intensity is uniform on the catchment;
- 4- the runoff on impervious areas is independent of the runoff on pervious areas.

Consequently, the runoff at a time t , due to a variable rainfall intensity, is given by the following convolution product between the rainfall intensity and the impulse response function of the catchment:

$$Q(t) = \int_0^t [(I(\tau) - dp(\tau))u_{imp}(t - \tau)]d\tau + \int_0^t [(I(\tau) - f(\tau))u_{per}(t - \tau)]d\tau \quad (3.1)$$

where Q is the runoff (m^3/s), I is the rainfall intensity (mm/h), u_{imp} is the impulse response function of the directly connected impervious area, u_{per} is the impulse response function of the pervious area, dp is the initial abstraction capacity (mm/h), f is the infiltration capacity (mm/h).

Figure 4 shows that the duration of the impulse response function for directly connected impervious areas and for pervious areas is equal to the time of concentration.

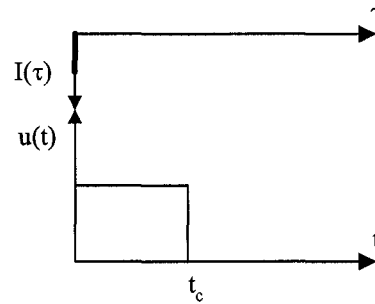


Figure 4 Impulse response function of the catchment

The IRH method uses the time of concentration to take into account the physical characteristics of a catchment. Indeed, the time of concentration is a lumped parameter related to the slope, roughness and flow path length of a catchment (Chow *et al.*, 1988).

Rainfall intensity is always sampled in discrete time. Consequently, equation (3.1) should be expressed as follows:

$$Q(m) = \overbrace{\sum_{j=1}^{m \leq m_t} [(I(j) - dp(j)) u_{imp}(m - j + 1)] \cdot \Delta t}^{Q_{imp}} + \overbrace{\sum_{j=1}^{m \leq m_r} [(I(j) - f(j)) u_{per}(m - j + 1)] \cdot \Delta t}^{Q_{per}} \quad (3.2)$$

with

$$u_{imp}(m-j+1) = K_c IMP A \frac{1}{t_c} \quad \text{when} \quad 1 \leq (m-j+1)\Delta t \leq t_c \quad (3.3)$$

and

$$u_{per}(m-j+1) = K_c (1-IMP) A \frac{1}{t_c} \quad \text{when} \quad 1 \leq (m-j+1)\Delta t \leq t_c \quad (3.4)$$

where I is the average rainfall intensity during Δt (mm/h), A is the catchment area (ha), IMP is the ratio of directly connected impervious area, t_c is the time of concentration (min), K_c is a constant equal to 0,0028 in metric units or 1 for English units, Δt is the time step (min), m_r is the last index of rainfall vector, j and m are time indices.

The conditions $I(j) - dp(j) \geq 0$, $I(j) - f(j) \geq 0$ and $\Delta t/t_c \leq 1$ must be respected in equation (3.2). Moreover, u_{imp} and u_{per} are equal to 0 when $(m-j+1)\Delta t > t_c$. The notation $m \leq m_r$ as the upper limit of the summation indicates that the terms are summed for $j = 1$ to m when $m \leq m_r$, whereas for $m > m_r$, the summation is limited to $j = 1$ to m_r .

The first term Q_{imp} on the left side of equation (3.2) represents the contribution from directly connected impervious areas. These are mainly roads, as well as roofs that are directly connected to the storm sewer system. The second term Q_{per} on the right side of equation (3.2) represents the contribution from the pervious areas and from the indirectly connected impervious areas. These are wastelands and grass-covered lawns and, in the case of indirectly connected impervious areas, roofs draining towards pervious areas. The IRH method assumes that indirectly connected impervious areas are equivalent to

pervious areas. Indeed, the rainfall that falls on indirectly connected impervious areas pass through pervious areas. Consequently, this rainfall is subject to infiltration as the rainfall falling on pervious areas.

Like the rational hydrograph of Guo (2001), the accuracy of the IRH method diminishes steadily when the catchment area is greater than 100 ha. Indeed, the flow routing in pipes becomes significant in large catchments and the catchment response can no longer be assumed linear.

To illustrate the properties of the IRH method, three runoff hydrographs were computed with equation (3.2) using rainfalls of constant intensity and variable duration. The conditions $dp(j) = 0$, $I(j) = I$ and $f(j) = f$ were assumed for the computation of the three hydrographs. Figure 5 presents the three different runoff hydrographs.

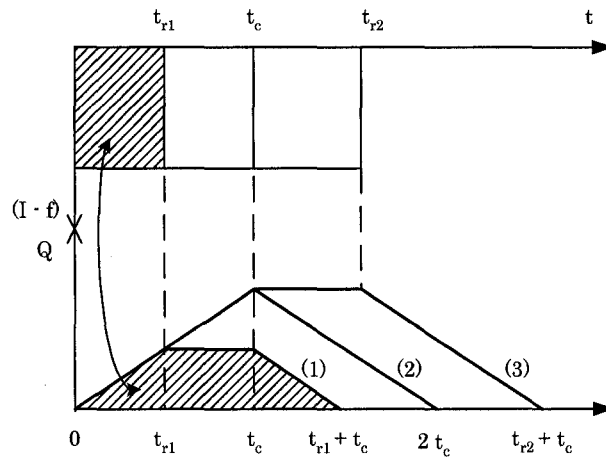


Figure 5 Runoff hydrographs of the IRH method for various rainfall durations

The hydrograph (1) is obtained for a rainfall having a duration t_{r1} lower than t_c . In this case, the runoff increases up to t_{r1} when a proportion t_{r1}/t_c of the catchment contributes to the outlet. Then, the runoff kept constant, up to t_c , owing to the contribution of the

rainfall felt in the upper portion of the catchment. The hydrograph (2) is obtained for a rainfall having a duration equal to t_c . In this case, the runoff increases up to t_c . At this point, the runoff is maximum because the whole catchment area contributes at the outlet. The hydrograph (3) is obtained for a rainfall having a duration t_{r2} greater than t_c . In this case, the runoff increases up to t_c . Then, the runoff remains constant up to t_{r2} owing to the rainfall that continues to fall on the overall catchment area. In all patterns, the runoff always ends after a period of time equal to the sum of the rainfall duration and the time of concentration. Moreover, runoff volume is always equal to net rainfall volume. Maximum runoff peak flow occurs at t_c for a rainfall duration upper or equal to t_c . The value of the maximum peak flow computed with equation (3.2) is expressed as follows:

$$Q(t_c) = Q_p = K_c IMP I A + K_c (1 - IMP)(I - f) A \quad (3.5)$$

rearranging equation (3.5) gives:

$$Q_p = K_c I \left[IMP A + \frac{I - f}{I} (1 - IMP) A \right] = K_c I (C_{imp} A_{imp} + C_{per} A_{per}) = K_c C I A \quad (3.6)$$

with

$$C = \frac{C_{imp} A_{imp} + C_{per} A_{per}}{A} \quad (3.7)$$

where C is the runoff coefficient, C_{imp} is the runoff coefficient for the directly connected impervious area, C_{per} is the runoff coefficient for the pervious area, A_{imp} is the impervious area (ha), A_{per} is the pervious area (ha).

Equation (3.6) is the rational method formula used in current practice to compute peak flow at the outlet of an urban catchment. This formula appears to be a special case of the IRH method.

3.2.2 NLR model versus IRH method

The well-tries nonlinear reservoir model (NLR model) of SWMM (Huber and Dickinson, 1988) is used as a basis of comparison to emphasize the advantages of the IRH method. The nonlinear reservoir model and the IRH method are shown side by side in Figure 6.

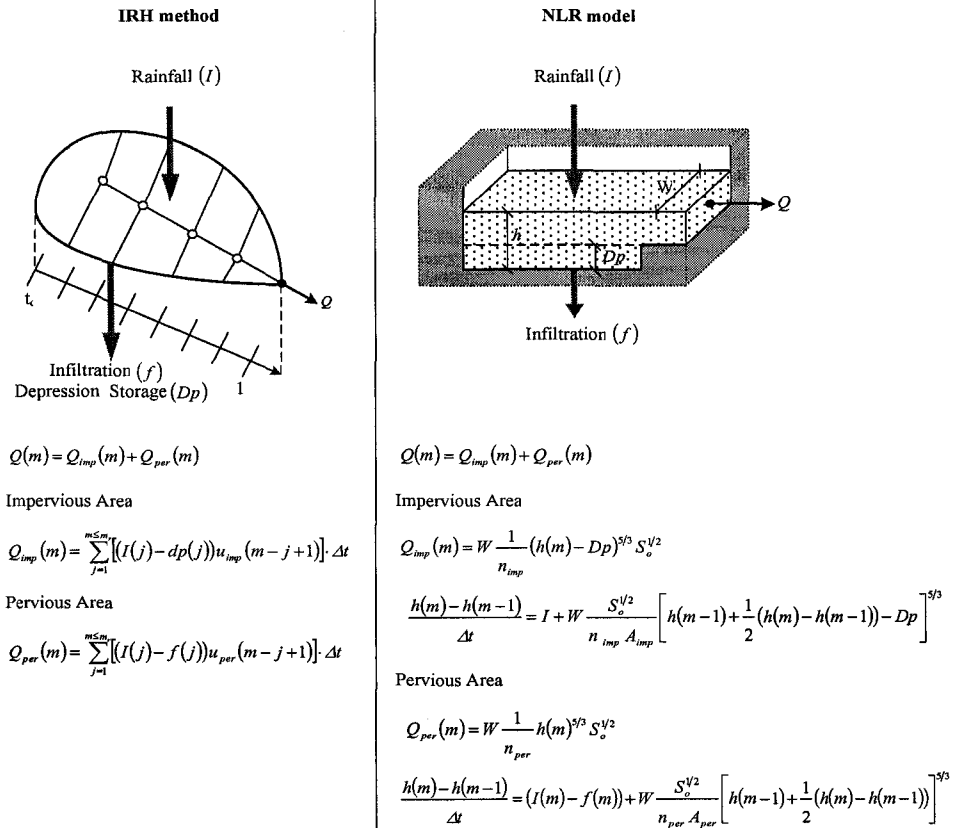


Figure 6 Schematic representation of the IRH method and the NLR model

The NLR model conceptualizes the urban catchment as a reservoir having the rainfall as input and, rainfall abstractions and runoff as output. The depth of water in the reservoir is found by coupling the continuity equation and Manning's equation. Expressed in terms of finite differences, the continuity equation becomes:

$$\frac{h(m) - h(m-1)}{\Delta t} = I + W \frac{S_o^{1/2}}{nA} \left[h(m-1) + \frac{1}{2}(h(m) - h(m-1)) \right]^{5/3} \quad (3.8)$$

where h is the depth of water in the catchment (m), W is the catchment width (m), n is the Manning's coefficient, S_o is the average slope of the ground (m/m), A is the area of the catchment (m^2), I is the rainfall intensity (m/s).

The successive depths of water (h) in the NLR model are determined at each time step with the Newton-Raphson iterative method and the corresponding flow rates at the outlet of the reservoir are computed with Manning's equation.

The NLR model and the IRH method simulate the runoff at the outlet of an urban catchment by adding the runoff computed respectively on directly connected impervious areas and pervious areas. The runoff on pervious areas starts when the volume of rainfall exceeds the initial abstraction and the potential storage of the soil. The initial abstraction for pervious areas is due to the interception of rainfall by the surface cover. Losses by initial abstraction are much less significant than infiltration and are therefore disregarded. The infiltration process on pervious areas is represented with Horton's model (Horton, 1940) and the amount of potential storage remaining in the soil is taken into account through the use of the moving curve concept (Huber and Dickinson, 1988). The Horton model is widely used on urban catchments because it is not a physically based approach. Moreover, its calibration necessitates few field data. The runoff on directly connected impervious areas starts when the rainfall depth has reached the initial

abstraction depth Dp . For directly connected impervious areas, the initial abstraction Dp is the water depth retained in surface depressions.

The volume of runoff computed with the NLR model and the IRH method is controlled by the ratio of directly connected impervious areas IMP , the initial abstraction depth Dp of directly connected impervious areas and the infiltration capacity f of pervious areas. IMP is never known with a high level of accuracy. Consequently, it has to be adjusted in a calibration procedure. The initial infiltration capacity f_o of Horton model is far more sensitive than the final infiltration capacity f_∞ and the decay rate K (Liong *et al.*, 1991). Consequently, f_o has to be calibrated and a default value can be chosen for the final infiltration capacity and the decay rate (Maidment, 1993). Dp controls the starting time of the hydrograph. A default value of Dp can be estimated using the SCS method (Maidment, 1993).

The peak flow amplitude and the rise time of a runoff hydrograph computed with the NLR model are controlled by Manning's coefficient for pervious areas n_{per} , Manning's coefficient for directly connected impervious areas n_{imp} , the ground slope S_o and the catchment width W . In the case of the IRH method, peak flow and rise time are only controlled by t_c . A representative value of n_{per} , n_{imp} and S_o can be obtained from a site survey. Nevertheless, W for the NLR model and t_c for the IRH method have to be calibrated because any reliable relationships can give an accurate estimation of these two parameters (McCuen, 2005).

3.3 Sensitivity Analysis

A sensitivity analysis was carried out on the IRH method in order to assess practical use and limitations. The sensitivity analysis involves determining the change of the IRH method response to the change of its parameters. The set of parameters presented in

Table I is assigned to the IRH method in order to compute a reference runoff hydrograph.

Table I

Reference parameters for sensitivity analysis of the IRH method

Paramètres	A	IMP	t_c	Dp	f_o	f_∞	K
Valeurs	100	0,5	32	2	160	16	4

The level of change between simulated and reference runoff hydrograph is evaluated with the following three performance criteria:

- the *Nash* coefficient (Nash and Sutcliffe, 1970):

$$Nash = 1 - \frac{\sum_{j=1}^m (Q_{ref}(j) - Q_{sim}(j))^2}{\sum_{j=1}^m (Q_{ref}(j) - \bar{Q}_{ref})^2} \quad (3.9)$$

where $Q_{ref}(j)$ is the reference flow at time j , $Q_{sim}(j)$ is the simulated flow at time j , \bar{Q}_{ref} is the reference mean flow.

The *Nash* coefficient evaluates the agreement between a simulated and a reference runoff hydrograph. A *Nash* of 1 indicates a perfect agreement between simulated and reference runoff.

- the peak flow rate:

$$R_p = \frac{Q_p^{sim}}{Q_p^{ref}} \quad (3.10)$$

As in the case of the *Nash* coefficient, a R_p value of 1 indicates that the simulated peak flow is equal to the reference peak flow.

- the ratio of the simulated over the reference runoff volume:

$$R_v = \frac{\sum_{j=1}^m Q_{sim}(j) \cdot \Delta t}{\sum_{j=1}^m Q_{ref}(j) \cdot \Delta t} \quad (3.11)$$

A R_v value of 1 indicates that the simulated runoff volume is equal to the reference runoff volume.

Two rainfalls of constant intensity were used:

Rainfall (1): $I = 10$ mm/h; $t_r = 240$ min.

Rainfall (2): $I = 80$ mm/h; $t_r = 20$ min.

Rainfall (1) is of low intensity whereas rainfall (2) is of high intensity. Consequently, the runoff generated by rainfall (1) exclusively comes from the directly connected impervious areas and the runoff generated by rainfall (2) comes from the pervious and impervious areas.

The results of the sensitivity analysis carried out with rainfall (1) have shown that R_v and R_p change linearly with IMP . Consequently, an error in the estimation of IMP leads to an

equivalent error in the simulated peak flow and runoff volume. Moreover, the initial abstraction Dp has a very limited impact on the change of R_v , R_p and $Nash$ and the time of concentration has no impact on R_v and R_p . Nevertheless, Figure 7 shows that IMP has a major impact on the $Nash$ and t_c has a limited impact on the $Nash$.

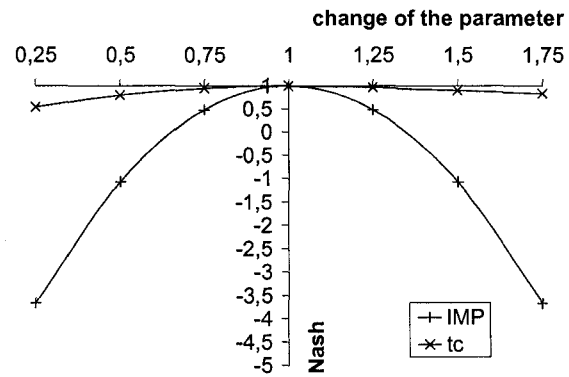


Figure 7 Changes in $Nash$ with IRH parameters for rainfall (1)

The results of the sensitivity analysis carried out with rainfall (2) are shown in Figure 8 (a), (b) and (c).

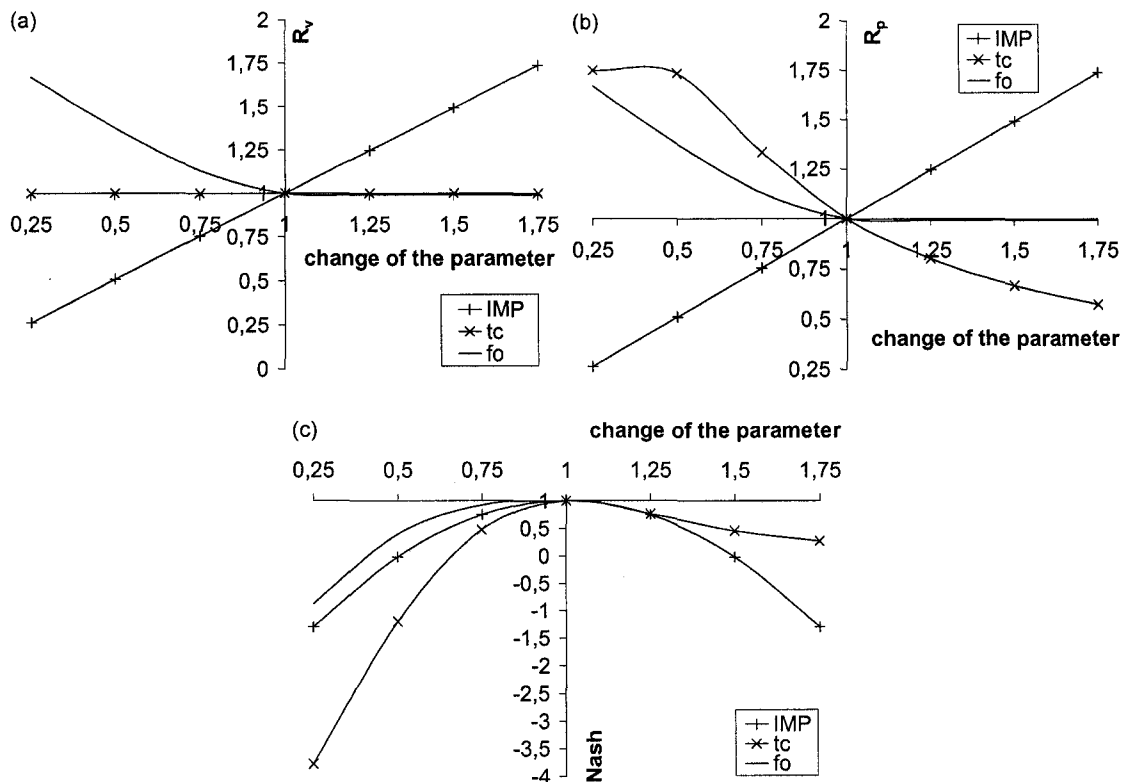


Figure 8 Changes in (a) R_v , (b) R_p , and (c) $Nash$ with IRH parameters for rainfall (2)

Three important statements can be made:

- IMP has a huge influence on R_v , R_p and $Nash$ change.
- t_c has the greatest impact on R_p and $Nash$ when t_c is lower than the rainfall duration. The impact of t_c decreases significantly and drops lower than the impact of IMP when t_c becomes greater than the rainfall duration.
- f_o has a major impact on the R_v , R_p and $Nash$ change. The final infiltration capacity and the decay rate of the Horton model have a limited impact on the R_v , R_p and $Nash$ change. Consequently, these two parameters are not represented in Figure 8 (a), (b) and (c). This observation correlates with the results obtained by Liong *et al.* (2001) for the sensitivity analysis of the NLR model. Moreover, an underestimation of f_o leads to a greater change on R_v , R_p , and $Nash$ than an overestimation.

3.4 Calibration procedure

Two calibration approaches can be used to calibrate rainfall-runoff models (Duan *et al.*, 1994). The first approach is to calibrate rainfall-runoff models with automatic global search algorithms. This approach is generic and requires minimum user intervention. Practically, a set of monitored rainfall-runoff events are used to calibrate automatically all the parameters simultaneously. The second approach is to use knowledge-based calibration procedures. The philosophy of this approach is to guide and help the user during the model calibration. Practically, the user has to follow a predefined series of steps to calibrate its model. At each step, the user calibrates automatically or manually a specific set of parameters. Knowledge-based calibration is specific to each rainfall-runoff model and requires the user intervention. The two calibration approaches were compared in different studies (Gupta *et al.*, 1999), (Madsen *et al.*, 2002). No significant differences of efficiency were noted between the two approaches.

The runoff simulated with the NLR model and the IRH method comes from directly connected impervious areas during rainfalls of low intensity and from both pervious and impervious areas during rainfalls of high intensity. Consequently, it appears advantageous to use the rainfalls of low intensity to calibrate the parameters associated to directly connected impervious areas and the rainfalls of high intensity to calibrate the parameters associated to pervious areas. Rainfalls of low intensity can be differentiated from rainfalls of high intensity using the Horton model. Default values for the parameters of the Horton model are given in the literature for different type of soil (Maidment, 1993).

A knowledge-based calibration in three sequential steps is proposed in Figure 9 to calibrate the parameters of the NLR model and the IRH method.

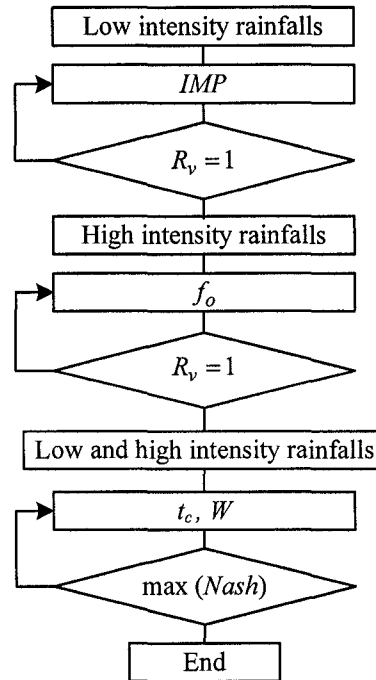


Figure 9 Calibration procedure for the NLR model and the IRH method

The first step is to calibrate IMP to both the NLR model and the IRH method using rainfalls of low intensity. The second step is to calibrate f_o to both the NLR model and the IRH method using rainfalls of high intensity. The third step is to calibrate t_c for the IRH method and W for the NLR model. The same storm events used in the first and second step are applied to calibrate t_c and W . The parameters n_{imp} , n_{per} , and S_o of the NLR model, and, the parameters Dp , f_∞ and K of the NLR model and the IRH method are not calibrated. Default values are given to these parameters.

The first step starts by assigning a default value to IMP . A default value of IMP can be obtained by a survey of the catchment occupation. Then, the optimal value of IMP is computed with the Nelder-Mead simplex method (Lagarias *et al.*, 1998) by equalizing the simulated runoff volume to the measured runoff volume.

The second step starts by assigning a default value to f_o . Default values of f_o are given in the literature. Then, the optimal value of f_o is computed with the Nelder-Mead simplex method by equalizing the simulated runoff volume to the measured runoff volume.

The third step starts by assigning a default value to W and t_c . A default value of W and t_c can be estimated using various formulae proposed in the literature (Huber and Dickinson, 1988), (Mays, 2005). Then, t_c and W are adjusted with the Nelder-Mead simplex method in order to maximize the *Nash* coefficient.

3.5 Application

3.5.1 The sites

The calibration and validation of the IRH method was carried out with 5 rainfall events monitored in the subcatchment (1) of the Verdun borough (Canada) and with 36 rainfall events (Maximovic and radojkovic, 1986) monitored in the urban catchments of East York (Canada), Sample Road and Fort Lauderdale in Broward County (USA), Malvern in Burlington (Canada), Gray Haven in Baltimore (USA) and Saint Marks Road in Derby (Great Britain). Runoff at the outlet of the urban catchment was monitored for each rainfall event. The physical characteristics of the seven selected catchments are given in Table II.

Table II
Physical characteristics of the seven selected
urban catchments

Catchments	Area (ha)	Ratio of impervious area	Ground slope (m/m)
Verdun	177,0	0,53	0,005
East York	155,8	0,38	0,011
Sample Road	23,6	0,17	0,003
Malvern	23,3	0,34	0,020
Gray Haven	9,4	0,45	0,010
Saint Marks Road	8,6	0,55	0,003
Fort Lauderdale	8,3	0,98	0,001

The seven selected urban catchments cover a large range of values for each physical characteristic, which makes it possible to conduct an exhaustive validation of the IRH method. The ratio of impervious areas corresponds to the estimated ratio of directly and indirectly connected impervious areas for the Verdun and Saint Marks Road catchments and to the estimated ratio of directly connected impervious areas for the other catchments.

3.5.2 Model calibration and validation

The NLR model and the IRH method were calibrated using one rainfall of low intensity and one rainfall of high intensity for each catchment. Parameters obtained after calibration for each catchment are shown in Table III.

Table III
Calibrated parameters of the NLR model and of the IRH method

Catchments	A (ha)	IMP (%)	t_c (min)	W (m)	S_0 (m/m)	n_{imp}	n_{per}	Dp (mm)	f_0 (mm/h)	f_∞ (mm/h)	K (h ⁻¹)
Verdun	177,0	0,40	36	2970	0,005	0,014	0,025	1,0	50	15	2
East York	155,8	0,40	30	2000	0,011	0,014	0,025	1,0	45	15	2
Sample Road	23,6	0,20	29	260	0,003	0,014	0,025	1,0	230	15	2
Malvern	23,3	0,37	10	1380	0,020	0,014	0,025	1,0	50	15	2
Gray Haven	9,4	0,43	15	310	0,010	0,014	0,025	1,0	95	15	2
St. Mark Road	8,6	0,30	25	460	0,003	0,014	0,025	1,0	35	15	2
Fort Lauderdale	8,3	1,00	18	1340	0,001	0,014	0,025	1,0	undefined		

IMP values are close to the ratio of impervious areas presented in Table II for the East York, Sample Road, Malvern, Gray Haven and Fort Lauderdale catchments. Indeed, the ratio of impervious areas presented in Table II corresponds to the ratio of directly connected impervious areas for the East York, Sample Road, Malvern, Gray Haven and Fort Lauderdale catchments. Consequently, the calibration results validate the fact that IMP in the NLR model and IRH method is a representative parameter of the directly connected impervious areas. In the case of the Verdun and Saint Marks Road catchments, IMP values are different to the ratio of impervious areas presented in Table II. Indeed, the ratio of impervious areas presented in Table II for the Verdun and Saint Marks Road catchments corresponds to the ratio of total impervious areas.

The validation of the NLR and IRH method consists of testing the ability of both models to simulate runoff hydrographs. Consequently, the NLR model and the IRH method were used to compute the runoff of the 27 rainfall events that were not considered during

the calibration procedure. The $Nash$, R_v and R_p values for each computed event are shown in Table IV.

Table IV

$Nash$, R_v and R_p value after simulation of the 27 registered runoff events with the NLR model and the IRH method

Events	Rainfall depth (mm)	Runoff depth (mm)	Rainfall duration (min)	I_{max} 5 min (mm/h)	Q_{max} (m ³ /s)	$Nash$		R_v		R_p	
						NLR	IRH	NLR	IRH	NLR	IRH
V. 13-10-99	20,80	9,95	300	21,6	1,88	0,61	0,53	0,91	0,97	0,78	1,11
V. 23-08-00	10,00	8,60	240	14,4	1,81	0,73	0,78	0,96	0,99	0,85	1,01
V. 22-06-01	10,10	5,90	250	20,4	2,51	0,71	0,76	0,97	1,01	0,71	0,88
E. Y. 13-08-76*	5,58	2,15	20	58,0	3,34	0,40	0,41	0,99	1,33	0,54	0,81
E. Y. 01-09-76	5,27	1,75	59	19,7	1,78	0,69	0,45	0,81	0,98	0,55	0,86
E. Y. 25-06-77*	17,14	8,63	82	61,0	6,24	0,75	0,76	0,90	1,01	0,56	0,93
E. Y. 10-08-77*	11,13	5,23	35	54,8	5,98	0,48	0,60	0,87	1,11	0,54	0,76
S. R. 29-05-76*	52,00	12,14	168	85,9	1,04	0,85	0,83	0,83	0,84	0,63	0,66
S. R. 29-05-76	13,30	2,20	132	28,0	0,20	0,92	0,85	1,06	1,12	1,14	1,25
S. R. 04-06-76	9,96	2,20	72	28,9	0,24	0,74	0,89	0,75	0,81	0,53	0,75
S. R. 07-06-76	16,96	3,44	197	52,7	0,33	0,78	0,82	0,89	0,93	0,73	0,94
M. 23-09-73*	9,14	3,25	126	31,2	0,72	0,88	0,86	0,94	0,94	1,00	0,89
M. 05-05-74	7,62	2,22	164	7,6	0,14	0,89	0,91	1,08	1,10	1,18	1,08
M. 28-09-74	15,24	4,40	87	24,4	0,43	0,87	0,80	1,19	1,20	0,97	1,16
M. 20-11-74	4,57	1,46	56	11,7	0,20	0,17	0,29	0,66	0,65	0,58	0,73

Table IV (continued)

Events	Rainfall depth (mm)	Runoff depth (mm)	Rainfall duration (min)	I_{max} 5 min (mm/h)	Q_{max} (m ³ /s)	<i>Nash</i>		R_v		R_p	
						NLR	IRH	NLR	IRH	NLR	IRH
G. H. 05-06-63*	55,88	37,94	53	13,1	2,26	0,81	0,94	0,81	0,89	0,87	0,97
G. H. 10-06-63*	50,80	37,09	53	103,0	2,21	0,75	0,86	0,77	0,79	0,76	0,78
G. H. 20-06-63*	37,08	15,27	72	81,1	0,83	0,87	0,88	1,10	1,14	0,95	0,98
G. H. 29-06-63*	30,23	14,85	175	78,6	0,76	0,85	0,87	0,94	0,96	0,87	1,03
S. M. 02-10-75	6,97	1,52	192	6,2	0,05	0,86	0,83	1,13	1,17	0,76	0,70
S. M. 15-11-75	5,64	1,64	139	10,8	0,08	0,75	0,84	0,75	0,81	0,64	0,72
S. M. 22-09-76	7,05	1,45	352	12,6	0,06	0,83	0,86	1,18	1,23	0,81	0,83
S. M. 25-09-76	13,63	3,49	290	14,2	0,11	0,80	0,88	1,05	1,10	0,86	0,85
F. L. 20-06-75	7,23	7,14	218	23,8	0,46	0,62	0,83	0,82	0,88	0,40	0,71
F. L. 23-06-75	44,34	44,61	314	91,0	1,47	0,97	0,94	0,95	0,97	1,23	1,15
F. L. 04-07-75	22,13	21,39	152	70,9	1,28	0,93	0,84	0,96	0,99	0,96	0,80
F. L. 05-07-75	15,48	19,81	177	74,2	1,04	0,70	0,72	0,72	0,73	0,64	0,65

*Events for which impervious and pervious areas contribute

The *Nash* coefficient is over 0,7 for 22 events simulated with the IRH method and for 21 events simulated with the NRL model. Consequently, there is a good agreement between simulated and measured runoff for a large number of simulated events. The *Nash* value for the NLR model and IRH method varies with the size of the lag time between simulated and measured runoff as shown in Figure 10 (a) and (b).

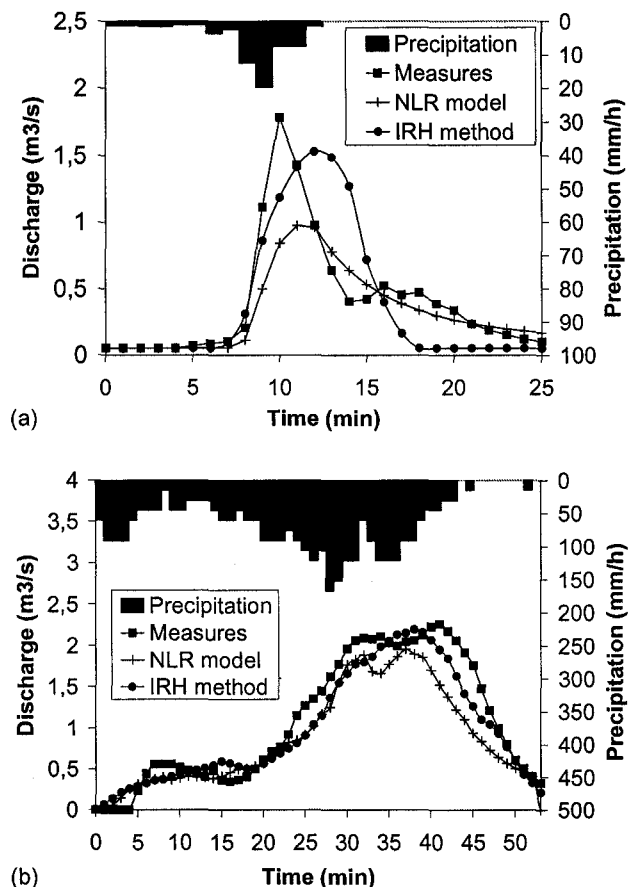


Figure 10 Runoff computed with the NLR model and the IRH method for rainfalls (a) E. Y. 01-09-76 and (b) G.H. 05-06-63

The error on the simulated runoff volume is less than 15% for 59% of the events simulated with the NLR model and for 63% of the events simulated with the IRH method. Therefore, the two models give an acceptable forecast of the runoff volume. However, the two models have a peak flow error greater than 15% for 67% of the events simulated with the NLR model and for 52% of the events simulated with the IRH method. The low R_p values illustrate the accuracy limits of the two hydrologic models.

The reduction of the Manning coefficients used in the NLR model may slightly improve R_p values. Unfortunately, these new Manning values will have no more physical significance.

The average and standard deviation computed with the $Nash$, R_v and R_p data are presented in Table V for the NLR model and the IRH method.

Table V
Average and standard deviation of
 $Nash$, R_v and R_p for the NLR model and the IRH method

Model	$Nash$		R_v		R_p	
	Average	Standard deviation	Average	Standard deviation	Average	Standard deviation
NLR model	0,75	0,18	0,93	0,14	0,78	0,21
IRH method	0,77	0,17	0,99	0,16	0,89	0,17

The average of $Nash$, R_v and R_p data for the IRH method appears to be greater than the average of $Nash$, R_v and R_p data for the NLR model. Moreover, the standard deviation of $Nash$ and R_p data for the IRH method is lower than the standard deviation of $Nash$ and R_p data for the NLR model. Consequently, the IRH method seems to give better results than the NLR model. Nevertheless, statistical t-tests carried out on the average of the $Nash$, R_v and R_p data have failed to detect significant differences in accuracy between the NLR model and the IRH method.

3.6 Conclusion

The IRH method represents the urban catchment as a linear system. The originality of the IRH method is based on the explicit consideration of the contribution of pervious

and impervious areas, the variability of rainfall intensity, as well as losses due to infiltration and initial abstraction. Moreover, the rational method formula appears to be a special case of the IRH method.

Sensitivity analysis reveals that for rainfalls of high intensity and short duration, the IRH method is particularly sensitive to the time of concentration. In the other case, the catchment area and the ratio of impervious area are the most influencing parameters.

All the parameters are calibrated with a sequential procedure using rainfalls of low and high intensity. The validation of the IRH method carried out with 41 rainfall events gauged in 7 different North American and European urban catchments shows that the rational hydrograph method can simulate runoff with a high level of accuracy. Moreover, a comparative study between the IRH method and the NLR model indicates that the IRH method gives equivalent results to those of the more sophisticated NLR model. Practically, the IRH method can easily be implemented with an Excel spreadsheet or with a programming language.

New developments are required to take into account the routing effect in the sewer network and to extend the use of the IRH method to large catchments.

CHAPITRE 4

ARTICLE 2 : « IMPROVEMENT AND SCALE EFFECT STUDY OF THE RATIONAL HYDROGRAPH METHOD »

4.1 Introduction

The runoff flow at the outlet of urban drainage systems is used for design or management purposes. The widely used rainfall-runoff model is indisputably the rational method (Mulvaney, 1851). This method was introduced in North America by Kuichling (1889). The rational method has equivalents in Europe such as the Lloyd-Davies (1906) method in England, the Caquot (1941) formula in France, and the Imhoff (1964) formula for Central Europe. The traditional rational formula gives the peak flow at the catchment outlet according to the area, the runoff coefficient and the average rainfall intensity evaluated for a specific return period. In spite of its simplicity, the rational method was used to design the majority of Northern American sewer networks and still receives a great recognition among the engineer's community. The rational method was transformed, by Smith and Lee (1984), into a rational hydrograph method able to simulate complete runoff hydrographs. Then, Guo (2001) developed a formula to compute the time of concentration, of the rational hydrograph method. More recently, Bennis and Crobeddu (2005) brought new developments to the rational hydrograph method by taking into account the runoff contribution of pervious and impervious areas, the initial abstraction and the infiltration losses.

The rational hydrograph method simulates accurately the rainfall-runoff process on small catchments. Nevertheless, it seems to be limited by the urban catchment area. Indeed, Guo (2001) has shown that the rational hydrograph method undergoes a decrease of accuracy for catchment areas greater than 60 hectares. Moreover, validation

tests of the rational hydrograph method carried out by Bennis and Crobeddu (2005) on a 170 ha urban catchment emphasized a temporal shift in the occurrence of the peak flow.

The objective of this paper is to develop a new rational hydrograph method valid for large urban catchment area. The following items are of particular interest: 1- the introduction of new theoretical developments to the rational hydrograph method of Bennis and Crobeddu (2005) in order to improve its accuracy; 2- a scale effect study of the rational hydrograph method; 3- the validation of the new rational hydrograph method on monitored runoff data and its comparison to the old rational hydrograph method.

4.2 Rational hydrograph methods

4.2.1 IRH1 method

The improved rational hydrograph (IRH1) method is based on the linear system theory described by Chow *et al.* (1988). The runoff flow at the outlet of an urban catchment is expressed in discrete time by the following convolution product :

$$Q(m) = \overbrace{\sum_{j=1}^{m \leq m_r} [(I(j) - dp(j)) u_{imp}(m - j + 1)] \Delta t}^{Q_{imp}} + \overbrace{\sum_{j=1}^{m \leq m_r} [(I(j) - f(j)) u_{per}(m - j + 1)] \Delta t}^{Q_{per}} \quad (4.1)$$

with

$$u_{imp}(m - j + 1) = K_c IMP A \frac{1}{t_c} \quad \text{for} \quad 1 \leq (m - j + 1) \Delta t \leq t_c \quad (4.2)$$

and

$$u_{per}(m-j+1) = K_c (1-IMP) A \frac{1}{t_c} \quad \text{for} \quad 1 \leq (m-j+1)\Delta t \leq t_c \quad (4.3)$$

where Q represents the runoff (m^3/s); Q_{imp} , the runoff on impervious areas, (m^3/s); Q_{per} , the runoff on pervious areas, (m^3/s); I , the rainfall intensity (mm/h); u_{imp} , the impulsional response of impervious areas; u_{per} , the impulsional response of pervious areas; dp , the initial abstraction capacity (mm/h); f , the infiltration capacity (mm/h); A , the catchment area (ha); IMP , the ratio of impervious areas; t_c , the time of concentration; K_c , constant equal to 0,0028 in metric units or 1 for English units; Δt , the time step (min); m_r , the last index of rainfall vector; j and m , time indices.

The conditions $I(j) - dp(j) \geq 0$, $I(j) - f(j) \geq 0$ and $\Delta t/t_c \leq 1$ must be respected in equation (4.1). The notation $m \leq m_r$ as the upper limit of the summation indicates that the terms are summed for $j = 1$ to m when $m \leq m_r$, whereas for $m > m_r$, the summation is limited to $j = 1$ to m_r .

The IRH1 method is conceptually represented in Figure 11 (a).

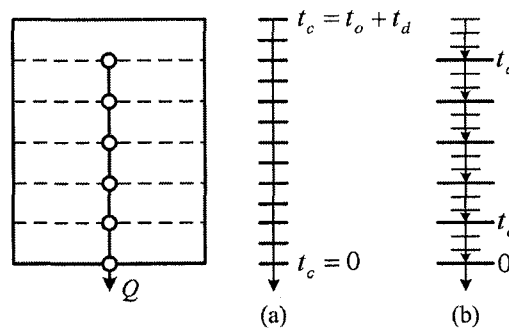


Figure 11 Conceptualized urban catchment

The conceptualized urban catchment represented in Figure 11 (a) has a time of concentration t_c defined as follows:

$$t_c = t_o + t_d \quad (4.4)$$

where t_o represents the overland travel time (min); t_d , the drainage network travel time (min).

The overland travel time t_o can be computed with empirical formulae (Viessman, 2003) or with a physically based formula (Morgali and Linsley, 1965) derived from the kinematic wave theory and formulated as follows:

$$t_o = \frac{(L_o n)^{0.6}}{S_o^{0.3} I^{0.4}} \quad (4.5)$$

where I represents the rainfall intensity (m/s); L_o , the overland flow pass length (m); S_o , the overland flow path slope (m/m); n , the Manning roughness factor.

The drainage network travel time is computed with the Manning formula expressed as follows:

$$t_d = \frac{L_d n}{A R_h^{0.66} S_d^{0.5}} \quad (4.6)$$

where A represents the wet area (m²); R_h , the hydraulic radius (m); L_d , the drainage flow path length (m); S_d , the slope of the drainage flow path (m/m).

The conceptual urban catchment represented in Figure 11 (a) implicitly integrates the overland travel time and the drainage network travel time by the mean of a global time of concentration. A more realistic conceptual urban catchment is shown in Figure 11 (b). This conceptual urban catchment explicitly considers the overland travel time and the drainage network travel time.

4.2.2 IRH2 method

The assumptions of the IRH2 method, ensued from the conceptual urban catchment shown in Figure 11 (b) and from the linear system theory, are the followings:

- 1- the impulse response function of a catchment area is rectangular-shaped and ends at the overland travel time;
- 2- the impulse response function of a sewer network is rectangular-shaped and ends at the drainage network travel time;
- 3- the overland travel time is the time difference between the end of the rainfall and the end of the direct runoff;
- 4- the drainage network travel time is the time taken by a water particle, entering into the sewer network at the far distant point of the network, to reach the outlet;
- 5- the runoff from impervious and pervious areas are independent phenomena.

Consequently, the runoff at the catchment outlet is given by the following double convolution product:

$$Q(t) = \int_0^t I(t-\tau') \int_0^t (I(\tau) - dp(\tau)) u_{imp}(t-\tau) + (I(\tau) - f(t)) u_{per}(t-\tau) d\tau d\tau' \quad (4.7)$$

The convolution product, in discrete time, of the IRH2 method is formulated as follows:

$$Q(m) = Q_{imp}(m) + Q_{per}(m) \quad (4.8)$$

where

$$Q_{imp}(m) = \sum_{k=1}^{m \leq m_r + m_o} \left(\sum_{j=1}^{m \leq m_r} [(I(j,k) - dp(j,k)) u_i(m-j+1)] \right) \Pi(m-k+1) \Delta t \quad (4.9)$$

and

$$Q_{per}(m) = \sum_{k=1}^{m \leq m_r + m_o} \left(\sum_{j=1}^{m \leq m_r} [(I(j,k) - f(j,k)) u_p(m-j+1)] \right) \Pi(m-k+1) \Delta t \quad (4.10)$$

The impulsional response on impervious and pervious areas are defined as follows:

$$u_{imp}(m-j+1) = K_c IMP A \frac{1}{t_o t_d} \quad \text{for} \quad 1 \leq (m-j+1) \Delta t \leq t_o \quad (4.11)$$

and

$$u_{per}(m-j+1) = K_c (1 - IMP) A \frac{1}{t_o t_d} \quad \text{for} \quad 1 \leq (m-j+1) \Delta t \leq t_o \quad (4.12)$$

The Heaviside function Π is defined as follows:

$$\Pi(m-k+1) = 1 \quad \text{for} \quad 1 \leq (m-k+1) \Delta t \leq t_d \quad (4.13)$$

where m_o represents the last index of the overland travel time vector; k , a time index.

The conditions $\Delta t/t_o \leq 1$ and $\Delta t/t_d \leq 1$ must be respected in equation (4.9) and (4.10).

The notation $m \leq m_r + m_o$ as upper limit of the summation indicates that the terms are

summed for $k = 1$ to m when $m \leq m_r + m_o$, whereas for $m > m_r + m_o$, the summation is limited to $k = 1$ to $m_r + m_o$.

The infiltration capacity of the IRH2 method is computed with the Horton (1940) formula. Nevertheless, the Horton formula can be replaced by another infiltration model that describes the time evolution of the infiltration capacity.

The formulation of the IRH2 method is equivalent to the formulation of the IRH1 method for $t_d = 1$. Consequently, the IRH1 method is a special case of the IRH2 method. Moreover, the IRH2 method takes into account the spatial variability of rainfall. Indeed, new rainfall intensities can be chosen at each travel time step. Nevertheless, the IRH2 method does not simulate the overland flow routing and the pipe flow routing.

4.3 Scale effect study of the IRH1 and IRH2 methods

4.3.1 Synthetic catchments design

A series of synthetic urban catchments were designed in order to study the scale effect on the validity of the IRH1 and IRH2 methods. The synthetic catchments and sewer networks were designed by varying the value of the catchment area, the ratio of connected impervious areas and the overland time of concentration.

The effect of the catchment area on the accuracy of the IRH1 and IRH2 methods was studied with synthetic urban catchments having 5 different areas ranged from 60 ha to 480 ha.

The effect of connected impervious areas was studied by the mean of the drainage density defined as follows:

$$D = \frac{L_{pipe}}{A} \quad (4.14)$$

where D is the drainage density (m/ha); L_{pipe} , total length of pipe (m).

Sewer networks are divided into five class of density according to the range of the drainage density (Kamal and Bennis, 2005):

Class 1: $D < 30$

Class2: $30 \leq D < 45$

Class 3: $45 \leq D < 60$

Class 4: $60 \leq D < 75$

Class 5: $D \geq 75$

Drainage density varies from bellow 30 for the class 1 to over 75 for the class 5. A sewer network in class 1 has a low density whereas a sewer network in class 5 has a high density.

A direct correlation exists between the ratio of connected impervious areas and the drainage density. Indeed, the ratio of connected impervious areas reflects the density of urbanization and consequently, the density of the sewer network. Consequently, the synthetic urban catchments were elaborated by taking the drainage density equal to the ratio of connected impervious areas. Finally, five different drainage densities ranged from 25% to 85% were chosen in order to define five different sewer network configurations.

The effect of the time of concentration was studied by the mean of the slope which is the only independent parameter in the time concentration formula (4.4). Indeed, the flow path length is linked to the catchment area because large urban catchments have longer flow paths than small catchments. Moreover, the overland Manning roughness factor is

linked to the ratio of impervious areas. Indeed, impervious areas have a lower Manning coefficient than pervious areas. Consequently, five different slopes ranged from 0,002 to 0,05 were used for the design of the synthetic urban catchments. Furthermore, the catchment slopes were assumed equal to the sewer pipe slopes.

The Table VI presents the physical characteristics of the synthetic urban catchments.

Table VI

Physical characteristics of the synthetic urban catchments

A (ha)	D (m/ha)	S_o (m/m)
60	0,25	0,002
120	0,4	0,005
240	0,55	0,01
360	0,7	0,03
480	0,85	0,05

The combination of the three physical characteristics conduct to 125 different catchments. In fact, the number of synthetic catchments can be reduced considering that the three physical characteristics are independent. Consequently, the effect of each characteristics was evaluated using 30 different catchments divided into two groups:

- Group 1: 25 catchments having $A = 60$ ha, $D = 0,25; 0,4; 0,55; 0,70; 0,85$ and $S_o = 0,002; 0,005; 0,01; 0,03; 0,05$ m/m
- Group 2: 5 catchments having $A = 60; 120; 240; 360; 480$ ha, $D = 0,50$ and $S_o = 0,01$ m/m

In order to have realistic synthetic urban catchments, the 30 different sewer networks were designed using the current conception practice (Brière, 1997), (Mays, 1999). Figure 12 shows two synthetic urban catchments with their sewer network.

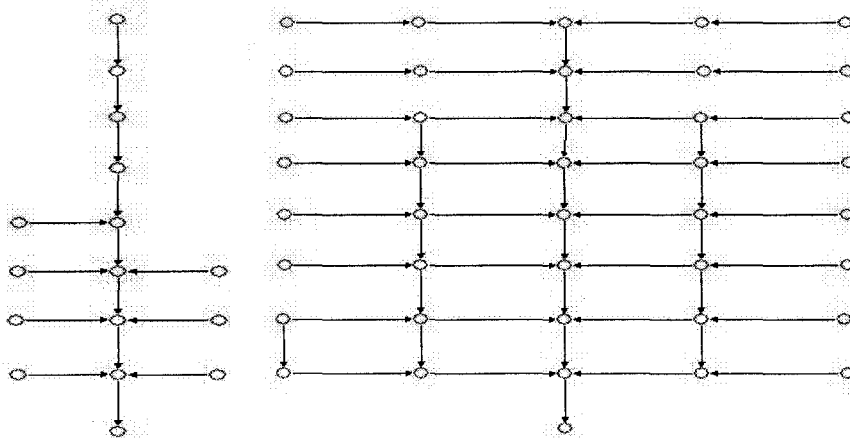


Figure 12 Two synthetic urban catchments with their sewer network of respectively class 1 and 5

The pipe diameters of the sewer networks were designed with a centered Chicago rainfall having a five year return period and a 5 minutes time step pattern. Moreover, the total length of pipe was computed for each catchment with the help of the drainage density. The length of pipe between two inlets was 100 meters for the 60 hectare catchments, and 300 meters for the other catchment areas.

4.3.2 Test procedure of the IRH1 and IRH2 methods

The scale effect study was conducted in three steps with the Chicago rainfall used for the design of pipes. Moreover, the contribution of pervious areas were not considered in order to avoid the interference of infiltration and the initial abstraction on impervious areas was set to zero.

The first step was to compute a reference runoff at the outlet of the synthetic urban catchments. To achieve this goal, the runoff of each subcatchments associated to an inlet

was computed using the IRH1 method. Then, the runoff was routed into the sewer network with the full Saint-Venant equation incorporated in the EXTRAN module (Huber and Dickinson, 1988) of the XP-SWMM software.

The second step was to compute the catchment runoff with the help of the IRH1 and IRH2 methods in order to fit with the reference runoff computed with XP-SWMM. To achieve this goal, the time of concentration of the IRH1 method, the overland travel time and the drainage network travel time of the IRH2 method were calibrated in order to maximize the agreement between simulated and reference runoff hydrographs. The calibration was carried out with the simplex algorithm (Lagarias *et al.*, 1998) implemented in MATLAB, by maximizing the *Nash* criterion (Nash and Sutcliffe, 1970) defined as follows:

$$Nash = 1 - \frac{\sum_{i=1}^m (Q_{ref}(i) - Q_{sim}(i))^2}{\sum_{i=1}^m (Q_{ref}(i) - \bar{Q}_{ref})^2} \quad (4.15)$$

where $Q_{ref}(i)$ = reference flow at time i ; $Q_{sim}(i)$ = simulated flow at time i ; \bar{Q}_{ref} = reference average flow.

A *Nash* of 1 indicates a perfect agreement between the simulated and the reference hydrograph. In urban hydrology, a good agreement between a simulated and a reference hydrograph is achieved when the *Nash* is greater than 0,7.

The differences between the simulated and the reference runoff hydrograph were also evaluated with the peak flow ratio, R_p , and with the peak flow synchronism, ΔT_p .

The final step was to study the evolution of the $Nash$, R_p and ΔT_p for the synthetic catchments of group 1 and 2.

4.3.3 Results

Firstly, the IRH1 method was applied to the 25 synthetic urban catchments of the group 1. The results are presented in Figure 13.

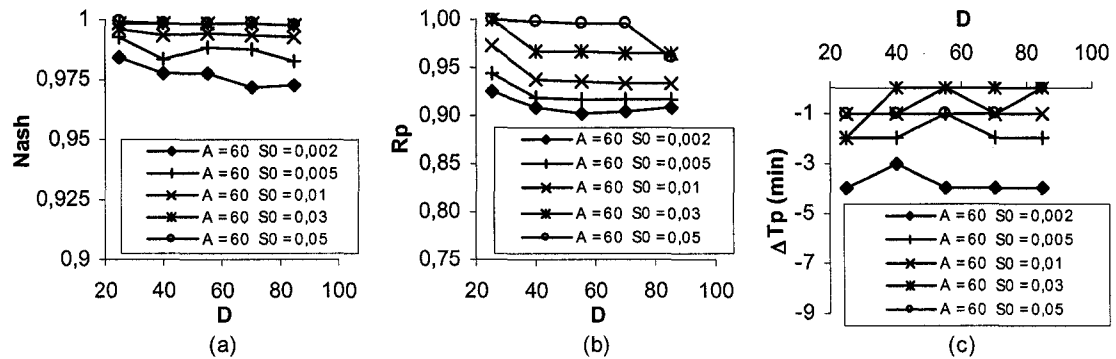


Figure 13 Variation of (a) $Nash$, (b) R_p , (c) ΔT_p with D for the IRH1 method

The $Nash$, R_p and ΔT_p criteria presented in Figure 13 (a), (b) and (c) have optimal values. Consequently, a good agreement was achieved between simulated and reference hydrographs. Moreover, Figure 13 (a), (b) and (c) show steady variation of the $Nash$, R_p and ΔT_p with the drainage density. Consequently, the drainage density has an insignificant effect on the IRH1 method accuracy. Nevertheless, Figure 13 (a), (b) and (c) show respectively a 2,5% decrease of $Nash$, a 10% drop of R_p and a maximal ΔT_p of 4 minutes with the decrease of the catchment slope. Consequently, the catchment slope has a slight effect on the $Nash$ decrease but a significant effect on the R_p and ΔT_p decrease.

Secondly, the IRH2 method was applied to the 25 urban catchments of the group 1. The results are presented in Figure 14.

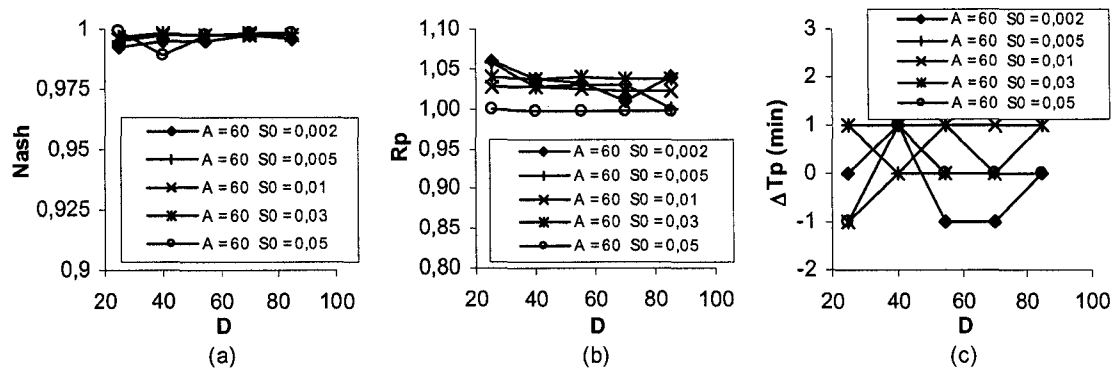


Figure 14 Variation of (a) $Nash$, (b) R_p and (c) ΔT_p with D for the IRH2 method

The $Nash$, R_p and ΔT_p criteria shown in Figure 14 (a), (b) and (c) have optimal values. Consequently, a good agreement was achieved between simulated and reference hydrographs. Moreover, the $Nash$, R_p and ΔT_p criteria experiences steady variation with the increase of the drainage density. Consequently, the drainage density has an insignificant effect on the accuracy of the IRH2 method. Figure 14 (a), (b) and (c) also show a $Nash$ greater than 0.99; an R_p ranged between 1 and 1.05; and a ΔT_p lower than 1 minutes for the five catchment slopes. Consequently, the catchment slope has a slight effect on the accuracy of the IRH2 method.

Finally the IRH1 and IRH2 methods were applied to the 5 urban catchments of the group 2. The results are presented in Figure 15.

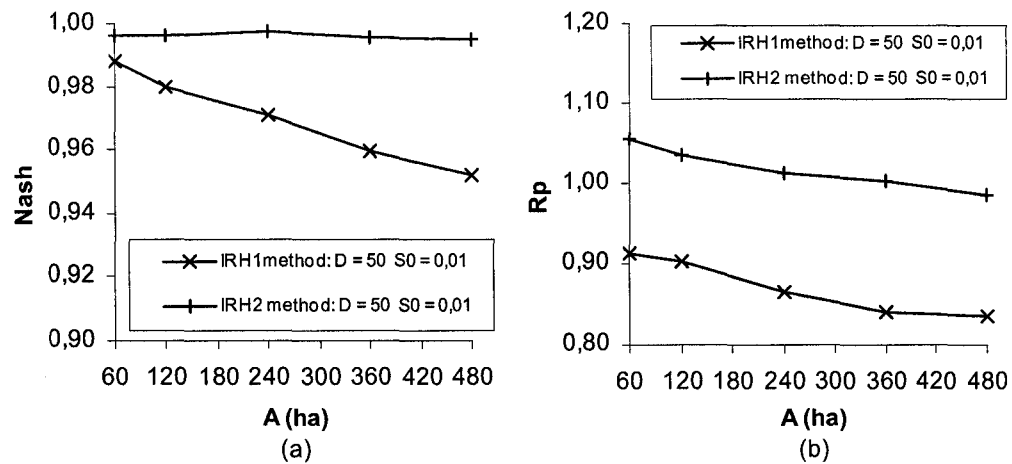


Figure 15 Variation of (a) $Nash$ and (b) R_p with A for the IRH1 and IRH2 methods

The $Nash$ and R_p criteria for the IRH1 method decreases respectively of 5% and 10% with an area increase of 420 hectares. Consequently, the catchment area has a significant effect on the accuracy of the IRH1 method. On the contrary, the $Nash$ and R_p of the IRH2 method decreases respectively of 1% and 5% with an area increase of 420 hectares. Consequently, the catchment area has a lower effect on the accuracy of the IRH2 method than on the accuracy of the IRH1 method.

The scale effect study clearly has clearly shown an accuracy diminution of the IRH1 and IRH2 methods with a decreasing slope or an increasing catchment area. Nevertheless, the loss of accuracy is lower for the IRH2 method than for the IRH1 method, justifying the concept used for the formulation of the IRH2 method.

4.4 Validation of the IRH2 method

The validation of the IRH2 method was carried out with 5 rainfall events monitored in the subcatchment (1) of the Verdun borough (Canada), and 36 rainfall events

(Maximovic and Radojkovic, 1986) monitored in the urban catchments of East York (Canada), Malvern in Burlington (Canada), Sample Road and Fort Lauderdale in Broward County (USA), Gray Haven in Baltimore (USA), Saint Marks Road in Derby (Great Britain).

The physical characteristics of the seven selected catchments are given in Table VII.

Table VII

Physical characteristics of the seven selected urban catchments

Catchments	Area (ha)	Ratio of Impervious Area	Drainage Slope
Verdun	177	0,39	0,005
East York	155,8	0,38	0,007
Sample Road	23,6	0,17	0,002
Malvern	23,3	0,34	0,009
Gray Haven	9,4	0,45	0,009
Saint Marks Road	8,6	0,55	0,012
Fort Lauderdale	8,26	0,98	0,002

The ratio of impervious areas corresponds to the estimated ratio of directly and indirectly drained impervious areas for the Verdun and Saint Marks Road catchments and to the estimated ratio of directly drained impervious areas for the other catchments.

4.4.1 Calibration of the IRH1 and IRH2 methods

The four parameters needing a calibration for the IRH1 method are IMP , t_c , the initial abstraction depth Dp , and the initial infiltration capacity f_o . The four parameters needing a calibration for the IRH2 method are IMP , t_o , Dp and f_o . The asymptotic infiltration parameter f_∞ and the decay rate K , of the Horton formula, are evaluated without calibration. A default value (Maidment, 1993) was chosen for f_∞ and K . Moreover, t_d , for the IRH2 method, is computed with formula (4.6) using a Manning roughness of 0,014, the longest drainage flow path length and the weighted average of pipe diameters along the flow path.

The IRH1 and IRH2 methods were calibrated following the procedure described in Figure 16.

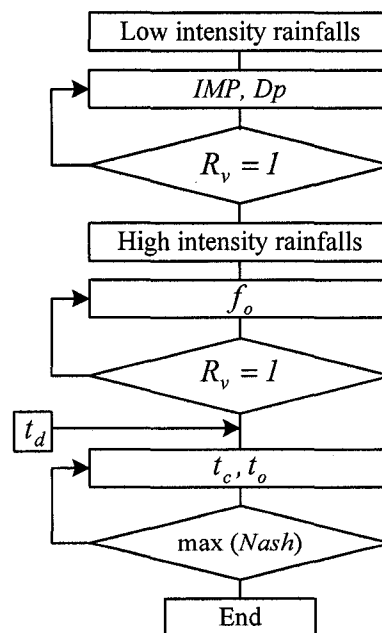


Figure 16 Calibration procedure of the IRH1 and IRH2 methods

The calibration procedure starts with the calibration of *IMP* using a low intensity rainfall event which only makes contribute the impervious areas. The initial value of *IMP* is given by the study of the catchment occupation. The final value of *IMP* is estimated by balancing the ratio of the simulated over the measured runoff volume. This ratio is given by the following formula:

$$R_v = \frac{\sum_{i=1}^m Q_{sim}(i) \cdot \Delta t}{\sum_{i=1}^m Q_{meas}(i) \cdot \Delta t} \quad (4.16)$$

Then, a default value of *Dp* is estimated using the SCS method (Maidment, 1993). The initial value of *Dp* is adjusted to fit the beginning of the simulated runoff, to the beginning of the measured runoff. The modification of *Dp* alters the ratio of simulated over measured runoff volume. Thus, the coefficient *IMP* must be readjusted using the following formula:

$$IMP_{final} = IMP_{initial} \frac{P - Dp_{initial}}{P - Dp_{final}} \quad (4.17)$$

where *P* represent the cumulative rainfall.

The second step is the calibration of *f_o* with a high intensity rainfall. Indeed, pervious areas contribute during high intensity rainfalls. A default value of *f_o* is chosen to start the calibration. The final value of *f_o* is estimated by balancing the ratio of the simulated over the measured runoff volume.

The third step is the calibration of *t_c* and *t₀*. An initial value of *t_c* is given by equation (4.4). Then, a final value of *t_c* and *t₀* is estimated by maximizing the *Nash* coefficient

between the simulated and the measured runoff hydrograph. The *Nash* is automatically maximized using the simplex algorithm implemented in MATLAB.

The calibration of the IRH1 and IRH2 method was carried out with two monitored rainfall events per catchment. The calibrated parameters for each catchments are showed in Table VIII.

Table VIII
Calibrated parameters of the IRH1 and IRH2 methods

Catchments	A (ha)	IMP (%)	t_c (min)	t_o (min)	t_d (min)	Dp (mm)	f_o (mm/h)	f_∞ (mm/h)	K (h ⁻¹)
Verdun	177,0	0,41	37	28	13	0,7	55	15	2
East York	155,8	0,39	30	17	17	1,0	60	15	2
Sample Road	23,6	0,20	35	24	14	0,5	170	15	2
Malvern	23,3	0,35	11	7	6	0,5	50	15	2
Gray Haven	9,4	0,43	15	13	3	0,4	80	15	2
St. Mark Road	8,6	0,28	24	16	12	1,0	40	15	2
Fort Lauderdale	8,3	1,00	19	10	10	0,2	undefined		

The values of IMP are close to the percentage of directly drained impervious areas validating the assumption that IMP corresponds to the ratio of connected impervious areas.

4.4.2 Application of the IRH1 and IRH2 methods

The IRH1 and IRH2 methods were applied to the 27 rainfall events that have not been used for the calibration procedure. The Table IX shows the $Nash$, R_v , R_p and ΔT_p values after simulation of the 27 monitored runoff events with the IRH1 and IRH2 methods.

Table IX

$Nash$, R_v , R_p and ΔT_p value after simulation of the 27 monitored runoff events with the IRH1 and IRH2 methods

Events	Rainfall depth (mm)	Runoff depth (mm)	Rainfall duration (min)	I_{max} 5 min (mm/h)	$Nash$		R_v	R_p		ΔT_p (min)	
					IRH1	IRH2		IRH1	IRH2	IRH1	IRH2
V. 13-10-99	20,80	9,95	300	21,6	0,50	0,53	1,00	1,16	1,31	5	0
V. 23-08-00	10,00	8,60	240	14,4	0,76	0,79	1,01	1,03	1,07	10	0
V. 22-06-01	10,10	5,90	250	20,4	0,75	0,77	1,05	0,89	1,06	15	5
E. Y. 13-08-76*	5,58	2,15	20	58,0	0,57	0,83	1,15	0,69	1,04	5	0
E. Y. 01-09-76	5,27	1,75	59	19,7	0,47	0,10	0,96	0,84	1,05	10	10
E. Y. 25-06-77*	17,14	8,63	82	61,0	0,80	0,93	0,93	0,84	1,05	15	5
E. Y. 10-08-77*	11,13	5,23	35	54,8	0,64	0,90	0,95	0,65	0,89	15	5
S. R. 29-05-76*	52,00	12,14	168	85,9	0,74	0,69	0,91	0,58	0,72	21	13
S. R. 29-05-76	13,30	2,20	132	28,0	0,87	0,87	1,17	1,17	1,15	5	3
S. R. 04-06-76	9,96	2,20	72	28,9	0,84	0,90	0,86	0,69	0,86	11	6
S. R. 07-06-76	16,96	3,44	197	52,7	0,78	0,86	0,96	0,86	1,02	16	8
M. 23-09-73*	9,14	3,25	126	31,2	0,91	0,92	0,94	0,79	0,94	1	2
M. 05-05-74	7,62	2,22	164	7,6	0,90	0,89	1,12	1,05	1,10	3	1
M. 28-09-74	15,24	4,40	87	24,4	0,80	0,75	1,17	1,15	1,35	4	1
M. 20-11-74	4,57	1,46	56	11,7	0,69	0,67	0,73	0,66	0,59	29	4

Table IX (continued)

Events	Rainfall depth (mm)	Runoff depth (mm)	Rainfall duration (min)	I_{max} 5 min (mm/h)	$Nash$		R_v	R_p		ΔT_p (min)	
					IRH1	IRH2		IRH1	IRH2	IRH1	IRH2
G. H. 05-06-63*	55,88	37,94	53	13,1	0,95	0,95	0,96	1,03	1,06	3	3
G. H. 10-06-63*	50,80	37,09	53	103,0	0,90	0,92	0,86	0,83	0,84	4	3
G. H. 20-06-63*	37,08	15,27	72	81,1	0,81	0,81	1,24	1,08	1,10	2	2
G. H. 29-06-63*	30,23	14,85	175	78,6	0,83	0,84	1,04	1,13	1,17	3	3
S. M. 02-10-75	6,97	1,52	192	6,2	0,86	0,82	1,09	0,91	0,88	7	5
S. M. 15-11-75	5,64	1,64	139	10,8	0,79	0,85	0,75	0,68	0,74	2	3
S. M. 22-09-76	7,05	1,45	352	12,6	0,86	0,91	1,15	0,79	0,87	2	1
S. M. 25-09-76	13,63	3,49	290	14,2	0,86	0,90	1,03	0,80	0,81	6	4
F. L. 20-06-75	7,23	7,14	218	23,8	0,82	0,84	0,99	0,80	0,91	3	1
F. L. 23-06-75	44,34	44,61	314	91,0	0,94	0,91	0,99	1,12	1,19	4	3
F. L. 04-07-75	22,13	21,39	152	70,9	0,80	0,82	1,02	0,76	1,00	7	6
F. L. 05-07-75	15,48	19,81	177	74,2	0,72	0,81	0,78	0,67	1,03	0	3

*Events for which impervious and pervious areas contribute

Results presented in Table IX show a *Nash* coefficient above 0,7 for more than 80% of simulated events. Consequently, a good agreement is achieved between simulated and measured runoff hydrographs. Moreover, the high values of *Nash* indicates that the IRH1 and IRH2 methods describe accurately the runoff process on urban catchments. The low *Nash* values are explained by the lag existing between simulated and measured runoff hydrographs. The error on runoff volume is less than 15% for 78% of simulated events. Therefore, the two models give an accurate estimation of the runoff volume. The error of estimation for the peak flow is less than 15%, for 63% of the events simulated with the IRH1 method, and for 77% of the events simulated with the IRH2 method. Consequently, the IRH2 method has better estimated the peak flow than the IRH1 method.

A t-test was conducted on the average $Nash$, R_p of the IRH1 and IRH2 methods in order to identify a significant difference of accuracy between both methods. The Table X presents the average and standard deviation for the $Nash$ and R_p data of the IRH1 and IRH2 methods.

Table X

Average and standard deviations of
 $Nash$, R_p for the IRH1 and IRH2 methods

Model	$Nash$		R_p	
	Average	Standard deviation	Average	Standard deviation
IRH1 method	0,78	0,12	0,88	0,18
IRH2 method	0,81	0,17	0,99	0,17

The t-test has not been able to detect a significant difference of average $Nash$, between the IRH1 and IRH2 methods. Consequently, the agreement between simulated and measured runoff hydrographs is equivalent, as regard $Nash$, for the IRH1 and IRH2 methods. On the contrary, the t-test has revealed a significant difference of average R_p between the IRH1 and IRH2 methods. Indeed, the average R_p of the IRH2 method is 10% closer to 1 than the average R_p of the IRH1 method. Consequently, the IRH2 method gives a better estimation of the peak flow than the IRH1 method.

4.5 Conclusion

A new improved rational hydrograph method, named IRH2 method was derived from the conceptual representation of an urban catchment operation. The originality of the IRH2 method is based on the explicit consideration of the overland runoff, using the overland travel time, and of the translation process of runoff hydrographs in sewer

networks, using the drainage network travel time. The IRH2 method is an extension of the IRH1 method which uses a global time of concentration to represent catchment runoff. The theoretical study of the IRH1 and IRH2 methods, carried out with the help of 30 synthetic urban catchments, has shown that the accuracy of the IRH1 and IRH2 methods deteriorates with the increase of catchment area and with the decrease of catchment slope. Moreover, the accuracy of the IRH1 method deteriorates faster than the accuracy of the IRH2 method. The validation of the IRH2 method was carried out with 41 rainfall events monitored in 7 North American and European urban catchments. The IRH1 and IRH2 methods have accurately simulated runoff hydrographs. Moreover, the IRH2 method has given a better estimation of the peak flow than the IRH1 method.

CHAPITRE 5

ARTICLE 3 : « MODÈLE DE LESSIVAGE DES MATIÈRES EN SUSPENSION EN MILIEU URBAIN »

5.1 Introduction

Les municipalités cherchent de plus en plus à minimiser les impacts liés aux rejets de polluants au milieu naturel en interceptant la masse maximale de pollution. La capacité de traitement des eaux pluviales dans un réseau d'assainissement unitaire est limitée, en général 2 à 10 fois le débit de temps sec, alors que le ruissellement en temps de pluie peut dépasser de 100 fois ce débit (Bennis *et al.*, 2001). La connaissance du pollutogramme associé à un événement pluvieux apparaît indispensable afin de maximiser l'interception de polluants dans le cas d'une gestion en temps réel du réseau ou afin de connaître la quantité de polluants rejetés au milieu naturel dans le cas d'une gestion en temps différé.

En général, les matières en suspension (MES) sont le vecteur principal de la pollution des eaux de ruissellement en milieu urbain (Chebbo et Bachoc, 1992), (Jack *et al.*, 1996). Ainsi, l'estimation des quantités de matière en suspension lessivées à l'exutoire d'un bassin versant permet d'estimer le niveau de pollution des eaux de ruissellement (Tsihrintzis et Hamid, 1997).

Le cycle des particules solides sur un bassin urbain est un processus complexe. Ce cycle comprend une phase d'accumulation des particules solides sur le bassin en période de temps sec et une phase de lessivage des particules solides en temps de pluie. Les modèles de lessivage des eaux de ruissellement s'attachent à décrire séparément ou conjointement ces deux phases avec un niveau de complexité variable.

Les modèles d'accumulation les plus utilisés sont asymptotiques. Ils dérivent le plus souvent du modèle exponentiel de Alley (1981) employé dans le logiciel SWMM (Storm Water Management Model) mais peuvent également être linéaires (Servat, 1984).

Le lessivage des sols en milieu urbain est un phénomène complexe et difficile à appréhender qui a été principalement modélisé à l'aide d'approches conceptuelles. Le modèle conceptuel le plus simple est le modèle de « rating curve » (Huber et Dickinson, 1988), (Temimi et Bennis, 2002) qui relie la charge de matière en suspension au débit de ruissellement. Le modèle exponentiel du logiciel SWMM (Huber et Dickinson, 1988) calcule la charge de matière en suspension lessivée à l'aide du débit de ruissellement et de la masse de particules accumulées. Le modèle de lessivage du logiciel STORM (US Army Corps of Engineers, 1977), le modèle développé par Moys *et al.* (1988) pour le logiciel MOSQUITO, le modèle de lessivage du logiciel HSPF (Bicknell *et al.*, 1997) et le modèle développé par Zug *et al.* (1999) pour le logiciel HORUS prennent également en compte la masse de particules accumulées. Des développements récents ont conduit à l'élaboration de modèles déterministes (Deletic *et al.*, 1997), (Deletic *et al.*, 2000). Ces modèles présentent l'avantage de décrire les phénomènes physiques impliqués dans le lessivage des sols. En revanche leur utilisation réclame des données qui sont rarement disponibles ou coûteuses à obtenir. Les charges de matière en suspension peuvent également être calculées à l'aide de modèles statistiques (Driver et Troutman, 1989). Malheureusement, ces modèles sont uniquement valides pour les sites où ils ont été développés (Jewell et Adrian, 1978).

Cet article présente un nouveau modèle conceptuel de lessivage des MES en milieu urbain. Le modèle proposé sera validé à l'aide de mesures de MES effectuées sur le terrain. Les résultats du modèle proposé seront comparés aux résultats du modèle exponentiel et du modèle de « rating curve ». De plus, les paramètres du modèle proposé feront l'objet d'une analyse de sensibilité.

5.2 Représentations du processus d'accumulation

5.2.1 Problématique de l'accumulation

Les activités industrielles, le transport, l'érosion due aux actions climatiques sont des sources d'apport en particules solides. Ces apports de particules s'accumulent à la surface d'un bassin urbain durant la période de temps sec. Le processus d'accumulation des particules est un phénomène physique complexe soumis à différentes interprétations. Trois approches distinctes existent pour décrire le processus d'accumulation. La première consiste à considérer l'accumulation variable dans le temps. La masse de solides accumulés est fonction du temps écoulé depuis le dernier événement pluvieux. Cette accumulation est généralement décrite à l'aide de l'équation suivante :

$$\frac{dMa(t)}{dt} = ACCU - DISP Ma(t) \quad (5.1)$$

où Ma représente la masse de particules solides accumulées (kg); $ACCU$, le taux d'accumulation journalier (kg/j); $DISP$, le coefficient de disparition des particules (j^{-1}). L'accumulation de particules se fait durant la période de temps sec de manière exponentielle jusqu'à atteindre une valeur limite asymptotique. Sartor *et al.* (1974) ont montré que l'accumulation maximale est atteinte après environ dix jours mais cette valeur varie grandement en fonction des bassins. Des relations linéaires entre la masse accumulée et le temps ont également été élaborées. Ces relations ont donné dans certains cas (Barbe *et al.*, 1996) de bons résultats. La seconde approche consiste à considérer l'accumulation comme un phénomène instantané. La masse de particules accumulées est reconstituée instantanément à la fin d'un événement pluvieux. Cette approche permet de simplifier la formulation des modèles de lessivage. Enfin, la dernière approche consiste à considérer que l'accumulation est infinie. Dans ce cas, la masse de particules

accumulées est supposée infinie. Cette approche permet également de simplifier la formulation des modèles de lessivage.

5.2.2 Choix d'un modèle d'accumulation

Le choix d'un modèle d'accumulation est toujours délicat puisqu'il consiste à déterminer l'approche existante la mieux adaptée pour décrire le processus d'accumulation. Afin de faciliter ce choix, il est possible de considérer le bassin urbain comme une juxtaposition de surfaces imperméables et perméables. Les surfaces perméables, constituées de sols granuleux naturels ou aménagés, peuvent être vues comme des réserves inépuisables de particules solides. Cette hypothèse se justifie parfaitement puisque les particules solides sont la matière constituante de ces surfaces. Les surfaces perméables correspondent donc à des zones d'accumulation infinie.

L'accumulation sur les surfaces imperméables s'avère beaucoup plus difficile à appréhender. Grommaire (1998) a montré l'existence du lessivage sur les chaussées urbaines et Sartor *et al.* (1974) a mis en évidence l'existence d'une accumulation durant la période de temps sec. Or, les études statistiques de Kanso *et al.* (2005) montrent que la période de temps sec n'a pas d'effet sur le processus d'accumulation. De plus, les analyses de Butler *et al.* (1992) sur des mesures réalisées dans six sites différents, ne font ressortir aucune dépendance entre la masse de particules solides accumulées et la masse de particules solides lessivées. Par conséquent, les surfaces imperméables semblent se comporter comme des zones d'accumulation infinie où la perte de particules solides est instantanément compensée par un apport équivalent. Cet apport provient des actions climatiques et des activités humaines

Les contradictions entre les auteurs sur la nature du processus d'accumulation sur les surfaces imperméables s'expliquent par la complexité des phénomènes physiques en jeu.

De plus amples études semblent donc nécessaires en vue de lever les ambiguïtés existantes.

5.3 Formulation du modèle RQSM

5.3.1 Modèle de mise en suspension des particules solides

Le modèle de mise en suspension repose sur les hypothèses suivantes :

- 1- l'accumulation est infinie sur les surfaces imperméables et perméables;
- 2- l'intensité de la pluie est uniforme sur le bassin;
- 3- l'arrachement des particules solides dépend de l'énergie cinétique des précipitations (Young et Wiersma, 1973).

Salles *et al.* (2002) ont démontré analytiquement que la relation la plus appropriée pour calculer l'énergie cinétique des précipitations en fonction de leur intensité est la suivante :

$$KE(t) = \alpha I(t)^\beta \quad (5.2)$$

où KE représente l'énergie cinétique de la pluie par unité de surface et de temps ($J \cdot m^2 \cdot h^{-1}$); α et β , des paramètres liés aux processus microscopiques de formation des gouttes de pluie; I , l'intensité de la pluie (mm/h). De plus, Salles *et al.* (2002) ont montré que l'équation (5.2) était physiquement réaliste pour une valeur de α comprise entre 9,2 et 13,5 et pour une valeur de β comprise entre 1 et 1,4. Par conséquent, l'hypothèse d'accumulation infinie conduit à exprimer le taux de mise en suspension par unité de surface imperméable à l'aide de l'équation suivante :

$$mp_{imp}(t) = \frac{\alpha Kp_{imp}}{3600} I(t)^\beta \quad (5.3)$$

où mp_{imp} représente le taux de mise en suspension des particules solides par unité de surface imperméable ($\text{kg}\cdot\text{m}^{-2}\cdot\text{s}^{-1}$); Kp_{imp} , le coefficient de mise en suspension des particules solides pour les surfaces imperméables (kg/J).

La mise en suspension des particules solides sur les surfaces perméables est également fonction de l'énergie cinétique de la pluie. Elle débute lorsque l'intensité de la pluie est supérieure à la capacité d'infiltration des surfaces perméables. L'intensité de mise en suspension surfacique pour les surfaces perméables est donnée par :

$$mp_{per}(t) = \frac{\alpha Kp_{per}}{3600} [I(t) - f(t)]^\beta \quad (5.4)$$

où mp_{per} représente le taux de mise en suspension des particules solides par unité de surface perméable ($\text{kg}\cdot\text{m}^{-2}\cdot\text{s}^{-1}$); Kp_{per} , le coefficient de mise en suspension des particules solides pour les surfaces perméables (kg/J); f , la capacité d'infiltration des surfaces perméables (mm/h).

Les équations (5.3) et (5.4) montrent que la mise en suspension des particules solides est contrôlée par le paramètre Kp_{imp} pour les surfaces imperméables et par le paramètre Kp_{per} pour les surfaces perméables. De plus, le taux de mise en suspension mp_{per} fourni par l'équation (5.4) est nul lorsque $f(t) \geq I(t)$.

5.3.2 Modèle de transport des particules solides

Les MES sont physiquement transportées à l'exutoire par le débit de ruissellement. Ce processus de transport des MES peut être modélisé à l'aide de la théorie des systèmes linéaires (Chow *et al.*, 1988) et des hypothèses physiques suivantes :

- 1- la réponse impulsionnelle du bassin est rectangulaire. De plus elle a une durée égale au temps de concentration du bassin;
- 2- le temps de concentration pour les particules solides et liquides est identique;
- 3- le transport des MES sur les surfaces perméables est indépendant du transport des MES sur les surfaces imperméables.

La théorie des systèmes linéaires a été originellement utilisée pour modéliser le ruissellement à la surface des bassins. D'après Chow *et al.* (1988), le débit de ruissellement à l'exutoire d'un bassin est donné par le produit de convolution entre l'intensité nette des précipitations et la réponse impulsionnelle du bassin :

$$Q(t) = \int_0^t I_{nette}(\tau) u(t - \tau) d\tau \quad (5.5)$$

où Q représente le débit de ruissellement à l'exutoire du bassin ($m^3 \cdot s^{-1}$); I_{nette} , l'intensité nette des précipitations ($m \cdot s^{-1}$); u , la réponse impulsionnelle du bassin ($m^2 \cdot s^{-1}$); t , le temps (s).

L'utilisation de la concentration de MES dans la lame d'eau de ruissellement permet de transformer le modèle de ruissellement formulé selon l'équation (5.5), en un modèle de transport des MES. Ce modèle de transport des MES est donné par l'équation suivante :

$$ml(t) = \int_0^t I_{nette}(\tau) C(\tau) u(t - \tau) d\tau \quad (5.6)$$

où ml représente la charge de matière en suspension (kg/s); C , la concentration de MES dans la lame d'eau de ruissellement ($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$). Or, la multiplication de l'intensité nette des précipitations par la concentration de MES dans la lame d'eau de ruissellement est égale au taux de mise en suspension des particules solides par unité de surface. Par conséquent, l'équation (5.6) peut s'écrire de la manière suivante :

$$ml(t) = \int_0^t mp(\tau) u(t - \tau) d\tau \quad (5.7)$$

où mp représente le taux de mise en suspension des particules solides par unité de surface ($\text{kg}\cdot\text{m}^{-2}\cdot\text{s}^{-1}$).

La Figure 17 montre que la durée de la réponse impulsionnelle d'un bassin est égale au temps de concentration t_c du bassin.

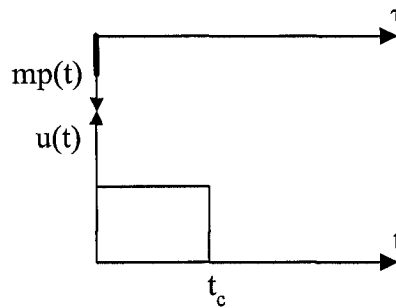


Figure 17 Réponse impulsionnelle d'un bassin

Or, le temps de concentration varie en fonction de la pente, de la rugosité et de la longueur de drainage du bassin (Chow *et al.*, 1988). Par conséquent, le modèle de transport décrit par l'équation (5.7) prend en compte l'influence des caractéristiques physiques du bassin sur le transport des MES.

La Figure 18 présente trois pollutogrammes différents calculés par l'équation (5.7) en considérant mp constant.

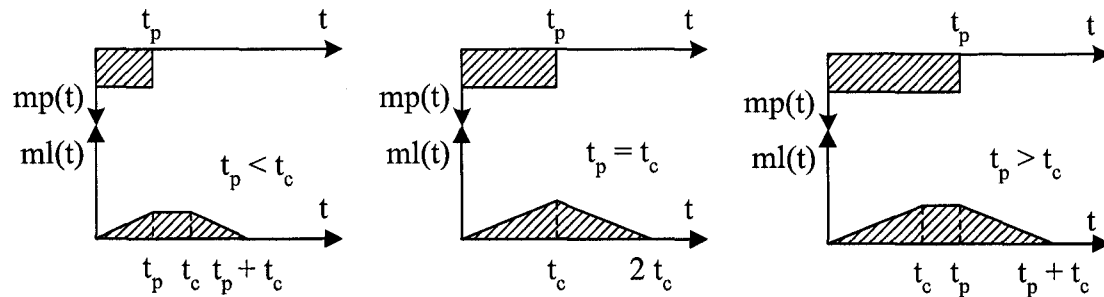


Figure 18 Réponses d'un bassin à une intensité de mise en suspension de durée t_p

Les pollutogrammes changent en fonction de la relation de supériorité entre la durée du processus de mise en suspension t_p et le temps de concentration t_c du bassin. Le premier pollutogramme correspond au cas $t_p < t_c$. Dans ce cas, la charge de MES simulée augmente jusqu'à t_p . À cet instant, une proportion t_p/t_c du bassin contribue à l'exutoire. Ensuite, la charge reste constante jusqu'à t_c grâce à la contribution fournie par la partie supérieure du bassin. Le second pollutogramme correspond au cas $t_p = t_c$. Dans ce cas, la charge de MES augmente jusqu'à t_c . À cet instant, la charge est maximale puisque l'ensemble du bassin contribue à l'exutoire. Le dernier pollutogramme correspond au cas $t_p > t_c$. Dans ce cas, la charge de MES augmente jusqu'à t_c . Ensuite, la charge reste constante jusqu'à t_p puisque la mise en suspension se poursuit après t_c , sur l'ensemble du bassin. L'étude des pollutogrammes résultant de l'application de l'équation (5.7) amène deux commentaires. Premièrement, la masse de MES générée par l'équation (5.7) est toujours égale à la masse de MES mise en suspension. De plus, la durée du pollutogramme simulé est toujours égale à la somme de t_p et t_c .

Les hauteurs de précipitation sont généralement mesurées à pas de temps variables. Elles sont ensuite échantillonnées à pas de temps constants et transformées en intensités. Par conséquent, mp est discrétisé avec le même pas de temps que l'intensité des précipitations. En choisissant un pas de temps d'échantillonnage unitaire de durée 1 minute, le produit de convolution entre le taux de mise en suspension par unité de surface et la réponse du bassin est donné par l'équation suivante :

$$ml(m) = \sum_{i=1}^{m \leq m_r} [mp_{imp}(i) u_{imp}(m-i+1)] + \sum_{i=1}^{m \leq m_r} [mp_{per}(i) u_{per}(m-i+1)] \quad (5.8)$$

avec :

$$u_{imp}(m-i+1) = \frac{10\,000 \text{ IMP } A}{t_c} \quad \text{pour} \quad 1 \leq (m-i+1) \leq t_c \quad (5.9)$$

et

$$u_{per}(m-i+1) = \frac{10\,000 (1 - IMP) A}{t_c} \quad \text{pour} \quad 1 \leq (m-i+1) \leq t_c \quad (5.10)$$

où u_{imp} représente la réponse impulsionnelle des surfaces imperméables (m^2/min); u_{per} , la réponse impulsionnelle des surfaces perméables (m^2/min); A , la superficie du bassin versant (ha); IMP , la fraction de surface imperméable directement drainée; t_c , le temps de concentration du bassin versant (min); m et i , des indices de temps; m_r , l'indice final du vecteur des taux de mise en suspension par unité de surface. Les conditions $mp_{imp}(i) \geq 0$, $mp_{per}(i) \geq 0$ doivent être respectées dans l'équation (5.8). De plus, la notation $m \leq m_r$ sur la borne supérieure de la sommation indique que la sommation s'effectue de $i = 1$ à m pour $m \leq m_r$ et de $i = 1$ à m_r pour $m > m_r$.

Trois remarques sont à faire à propos du modèle RQSM. Premièrement, le modèle RQSM dissocie la contribution des surfaces imperméables et perméables. Deuxièmement, le modèle RQSM utilise uniquement l'intensité des précipitations pour décrire le transport des MES. Enfin, la représentativité du modèle RQSM est liée à la précision de la mesure des intensités de précipitation. Par conséquent, une résolution inférieure ou égale à cinq minutes est recommandée pour la mesure des intensités de précipitation.

5.4 Modèle de « rating curve » et modèle exponentiel

Le modèle de « rating curve » et le modèle exponentiel (Huber et Dickinson, 1988) sont des modèles conceptuels éprouvés (Tsihrintzis et Hamid, 1997) qui permettent de calculer les charges de MES à l'exutoire d'un bassin urbain. Ces deux modèles ont été retenus pour fin de comparaison et d'évaluation de la performance du modèle RQSM.

Le modèle de « rating curve » relie la charge de matière en suspension lessivée au débit de ruissellement par l'intermédiaire d'une courbe de tarage (rating curve) ayant pour expression :

$$ml(t) = a Q(t)^b \quad (5.11)$$

où ml représente la charge de matière en suspension (kg/s); Q , le débit de ruissellement (m^3/s); a , le coefficient de lessivage; b , le coefficient d'ajustement.

Le modèle de « rating curve » utilise le débit de ruissellement comme seule variable explicative du phénomène de lessivage. Cette formulation a une base physique. En effet, l'augmentation du débit de ruissellement se traduit par l'augmentation de la contrainte

hydraulique de cisaillement à l'interface liquide-solide. Or, la contrainte hydraulique de cisaillement contrôle le potentiel d'arrachement des particules solides sur le bassin. Ce modèle est souvent utilisé comme alternative à des modèles plus complexes lorsque les mesures de charges sont peu nombreuses.

Le modèle de lessivage exponentiel est le modèle utilisé dans le logiciel SWMM. Ce modèle prend en compte la masse de particules solides accumulées. Le calcul de la charge de matière en suspension lessivée par les eaux de ruissellement se fait à l'aide de l'équation suivante :

$$ml(t) = Ma(t) r_l Q(t)^{r_a} \quad (5.12)$$

où ml représente la charge de matière en suspension (kg/s); Ma , la masse de particules solides accumulées (kg); Q , le débit de ruissellement (m³/s); r_l , le coefficient de lessivage; r_a , le coefficient d'ajustement. Au cours d'un événement pluvieux, l'évolution de la masse de particules accumulées s'exprime sous la forme :

$$Ma(t) = Ma(0) e^{-r_l Q(t)^{r_a} t} \quad (5.13)$$

En supposant un modèle d'accumulation instantanée comme le recommande Kanso *et al.* (2005), l'accumulation initiale $Ma(0)$ en début de pluie devient un paramètre supplémentaire à caler.

5.5 Validation du modèle RQSM

5.5.1 Les sites

Le modèle RQSM, le modèle de « rating curve » et le modèle exponentiel ont été calés et validés à l'aide de 285 mesures de charge de MES. Ces mesures ont été réalisées durant 4 événements pluvieux (Bennis, 2000) enregistrés à l'exutoire du sous-bassin (1) de l'arrondissement de Verdun situé sur l'île de Montréal au Canada et de 18 événements pluvieux (Noel *et al.*, 1987) enregistrés à l'exutoire de trois sous-bassins situés dans la ville de Champaign aux États Unis. Pour ces 22 événements pluvieux, l'intensité et le débit à l'exutoire des bassins ont été mesurés au pas de temps de 5 minutes. La Figure 19 montre que les pluies enregistrées sur les 3 sous-bassins de la ville de Champaign ont une période de retour inférieure à 0,5 ans et les pluies enregistrées sur le sous-bassin de Verdun ont une période de retour inférieure à 2 ans.

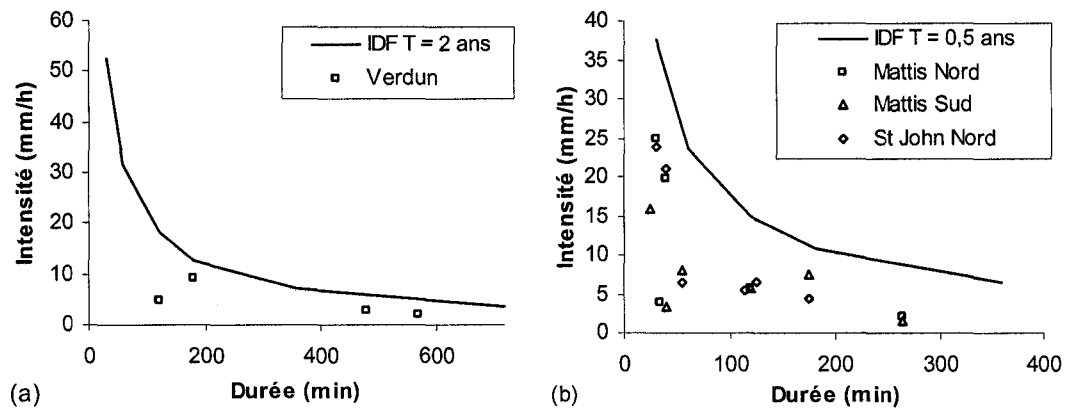


Figure 19 Pluies enregistrées sur, (a), le sous-bassin (1) de l'arrondissement de Verdun et sur, (b), les sous-bassins Mattis Nord, Mattis Sud et Saint John Nord, (Champaign, USA)

Ces pluies ne sont pas des événements exceptionnels. Par conséquent, le calcul de l'énergie cinétique des précipitations a été réalisé suivant les recommandations de Salles *et al.* (2002) en prenant α égale à 11 et β égale à 1,24. De plus, le calcul de la capacité d'infiltration des surfaces perméables a été réalisé à l'aide du modèle de Horton modifié (Huber et Dickinson, 1988). Ce modèle, couramment utilisé en milieu urbain, tient compte de la capacité initiale d'infiltration du sol (f_o), de la capacité finale d'infiltration (f_∞) et de la décroissance temporelle de la capacité d'infiltration (K).

Le Tableau XI décrit les caractéristiques physiques des sous-bassins étudiés.

Tableau XI

Caractéristiques physiques des quatre sous bassins
utilisés pour la validation du modèle RQSM

Bassins	Occupation des sols	A (ha)	IMP	t_c (min)	Pente (m/m)	f_o (mm/h)	f_∞ (mm/h)	K (h ⁻¹)
Verdun	Résidentiel	177,0	0,39	37	0,005	85	25	2
Mattis Nord	Commercial	6,8	0,58	30	0,004	200	33	2
Mattis Sud	Commercial	11,2	0,40	18	0,010	200	33	2
Saint John Nord	Résidentiel	22,1	0,19	24	0,006	200	33	2

Les surfaces, les pentes et l'occupation des sols varient sensiblement d'un sous-bassin à l'autre. La surface des sous-bassins, la fraction de surface imperméable directement drainée, la pente des sous-bassins et les paramètres d'infiltration du modèle de Horton des sous-bassins de Champaign ont été évalués lors des campagnes de mesures. En revanche, les paramètres du modèle de Horton pour le sous-bassin de Verdun et le temps de concentration pour l'ensemble des sous-bassins n'ont pas été mesurés durant les campagnes de mesures. Par conséquent, la valeur de ces caractéristiques physiques a été

estimée à l'aide d'un modèle hydrologique (Bennis et Crobeddu, 2005). Elle peut également être obtenue à l'aide de formules ou de valeurs tabulées (Chow *et al.*, 1988).

5.5.2 Calage des trois modèles de lessivage

Les paramètres à caler sont les coefficients de mise en suspension Kp_{imp} et Kp_{per} pour le modèle RQSM, les paramètres a et b pour le modèle de « rating curve » et les paramètres $Ma(0)$, r_l et r_a pour le modèle exponentiel.

La performance d'un modèle de simulation peut être évaluée à l'aide des trois indicateurs suivants :

- le coefficient de *Nash* :

$$Nash = 1 - \frac{\sum_{i=1}^m (ml^{Mesuré}(i) - ml^{Simulé}(i))^2}{\sum_{i=1}^m (ml^{Mesuré}(i) - \overline{ml}^{Mesuré})^2} \quad (5.14)$$

La précision de la charge lessivée simulée est d'autant plus grande que le *Nash* est proche de l'unité. En hydrologie urbaine, une simulation précise du débit ruisselé conduit à un *Nash* supérieur à 0,8. Pour la simulation de la qualité des eaux de ruissellement, ce seuil peut être abaissé à 0,6 en raison des nombreuses incertitudes entourant la mesure des polluants (Bertrand-Krajewski *et al.*, 2000) et de la complexité des mécanismes physiques à modéliser.

- le rapport des masses :

$$R_M = \frac{\text{Masse totale lessivée simulée}}{\text{Masse totale lessivée mesurée}} \quad (5.15)$$

- le rapport des pointes :

$$R_p = \frac{ml_{Max}^{Simulé}}{ml_{Max}^{Mesuré}} \quad (5.16)$$

Le coefficient de *Nash* a été retenu comme critère de calage parce qu'il permet de mesurer le niveau de concordance entre les charges mesurées et simulées. Ainsi, le calage des modèles a consisté à choisir la valeur des paramètres qui maximise le nombre de *Nash*. Le choix optimal des paramètres a été réalisé par l'algorithme du simplexe (Lagarias *et al.*, 1998) implémenté dans le logiciel MATLAB.

Les trois modèles de lessivage des MES ont été calés sur le sous-bassin (1) de l'arrondissement de Verdun à l'aide de 2 pollutogrammes mesurés. Pour les trois autres sous-bassins, le nombre plus important d'événements mesurés a permis de caler les modèles à l'aide de 3 pollutogrammes. Dans le cas du bassin de Verdun, un événement dont l'intensité ne dépassait pas la capacité d'infiltration des surfaces perméables a été utilisé pour caler le paramètre Kp_{imp} . Par la suite, un événement dont l'intensité dépassait la capacité d'infiltration des surfaces perméables a été utilisé pour caler le paramètre Kp_{per} . En effet, un événement présentant une faible intensité ne sature pas le sol des surfaces perméables. Par conséquent, seules les surfaces imperméables sont lessivées. En revanche, un événement présentant une forte intensité sature le sol des surfaces perméables engendrant le lessivage des surfaces perméables et imperméables. Pour les trois sous-bassins de la ville de Champaign, les événements pluvieux n'étaient pas suffisamment importants pour faire contribuer les surfaces perméables. Par conséquent, seul le coefficient Kp_{imp} a été calé. Le Tableau XII fournit les valeurs après calage des paramètres des modèles RQSM, « rating curve » et exponentiel.

Tableau XII

Valeur des paramètres après calage des modèles RQSM, « rating curve » et exponentiel

Bassins	Rating Curve		Modèle Exponentiel		RQSM		
	a	b	$Ma(0)$	r_l	r_a	Kp_{imp}	Kp_{per}
Verdun	$8,45 \cdot 10^{-2}$	1,29	2963	$9,89 \cdot 10^{-2}$	1,14	$7,66 \cdot 10^{-6}$	$1,80 \cdot 10^{-5}$
Mattis Nord	1,41	1,46	552	8,27	1,13	$2,84 \cdot 10^{-5}$	
Mattis Sud	1,05	1,44	100	38,54	1,36	$7,57 \cdot 10^{-6}$	
Saint John Nord	2,26	2,15	273	112,25	2,88	$1,41 \cdot 10^{-5}$	

La valeur des paramètres obtenus appelle deux commentaires. Premièrement, la masse accumulée $Ma(0)$ du modèle exponentiel et le coefficient de mise en suspension Kp_{imp} du modèle RQSM ne semblent pas être corrélés à la surface des sous-bassins ou à l'occupation des sols présentés au Tableau XI. Deuxièmement, le paramètre r_l du modèle exponentiel présente de fortes variations entre les différents sous-bassins. Ces variations s'expliquent en grande partie par l'utilisation d'un modèle d'accumulation instantanée. En effet, les paramètres des modèles RQSM et « rating curve » ont une amplitude de variation moindre que pour le modèle exponentiel alors qu'ils utilisent un modèle d'accumulation infinie.

5.5.3 Comparaison des trois modèles de lessivage

Les pollutogrammes de MES fournis par le modèle RQSM, le modèle exponentiel et le modèle de « rating curve » ont été comparés aux 11 pollutogrammes mesurés. La valeur des indicateurs de performance après simulation est fournie au Tableau XIII.

Tableau XIII

Valeur des indicateurs de performance lors de la validation des modèles RQSM,
« rating curve » (RC) et exponentiel (EXP)

Événements	<i>Nash</i>			R_M			R_p		
	RC	EXP	RQSM	RC	EXP	RQSM	RC	EXP	RQSM
V. 30-09-99	-0,05	0,48	0,25	0,71	0,99	0,66	0,51	0,55	0,56
V. 13-10-99	0,49	0,06	0,70	0,85	1,36	0,98	0,74	1,16	1,02
M. N. 17-05-80	0,81	0,85	0,46	1,23	1,44	0,79	0,87	1,03	0,64
M. N. 23-05-80	-2,39	0,12	0,89	3,22	2,24	1,13	2,49	1,56	1,24
M. N. 01-06-80	-1,47	-2,14	0,42	2,80	3,02	1,54	1,75	2,26	0,99
M. S. 01-06-80	-0,22	0,92	0,52	2,37	1,32	1,29	1,97	1,26	0,69
M. S. 23-06-80	-1,19	0,51	0,88	2,31	0,63	0,99	2,34	1,02	0,90
M. S. 28-06-80	0,73	0,98	-0,07	1,43	0,92	0,47	1,06	0,91	0,19
S. J. N. 17-05-80	0,88	0,80	0,65	0,76	0,58	1,50	0,95	0,86	1,21
S. J. N. 30-05-80	0,90	0,76	0,88	0,73	0,54	1,03	0,94	0,81	0,82
S. J. N. 01-06-80	0,88	0,79	0,26	0,89	0,83	1,48	1,09	1,20	0,66

Le coefficient de *Nash* est supérieur à 0,6 pour 6 événements simulés à l'aide du modèle exponentiel et pour 5 événements simulés à l'aide du modèle RQSM et « rating curve ». Par conséquent, les trois modèles ont fourni un pollutogramme proche du pollutogramme mesuré pour 50% des événements mesurés. L'erreur sur la masse de MES lessivée est inférieure à 30% pour 6 événements simulés à l'aide du modèle RQSM et « rating curve » comparativement à 3 événements simulés à l'aide du modèle exponentiel. Par conséquent, le modèle RQSM a modélisé la masse de MES lessivée de manière équivalente au modèle de « rating curve » mais mieux que le modèle exponentiel. L'erreur sur la pointe du pollutogramme est inférieure à 30% pour 8 événements simulés à l'aide du modèle exponentiel et pour 6 événements simulés à

l'aide du modèle RQSM et « rating curve ». Par conséquent, le modèle RQSM a modélisé la pointe du pollutogramme de manière équivalente au modèle de « rating curve » mais moins bien que le modèle exponentiel.

Les Figure 20 et la Figure 21 présentent deux événements simulés par le modèle RQSM, exponentiel et « rating curve ».

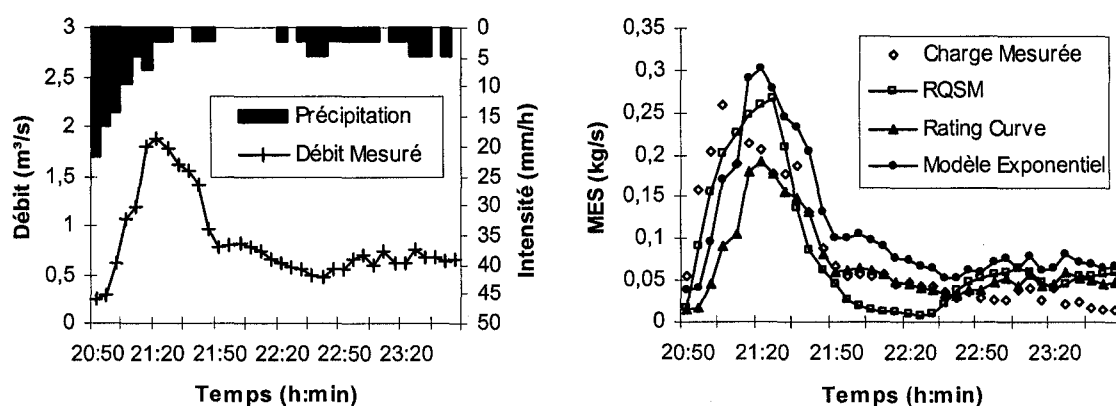


Figure 20 Pluie du 13 octobre 2000 sur le sous-bassin (1) de l'arrondissement de Verdun

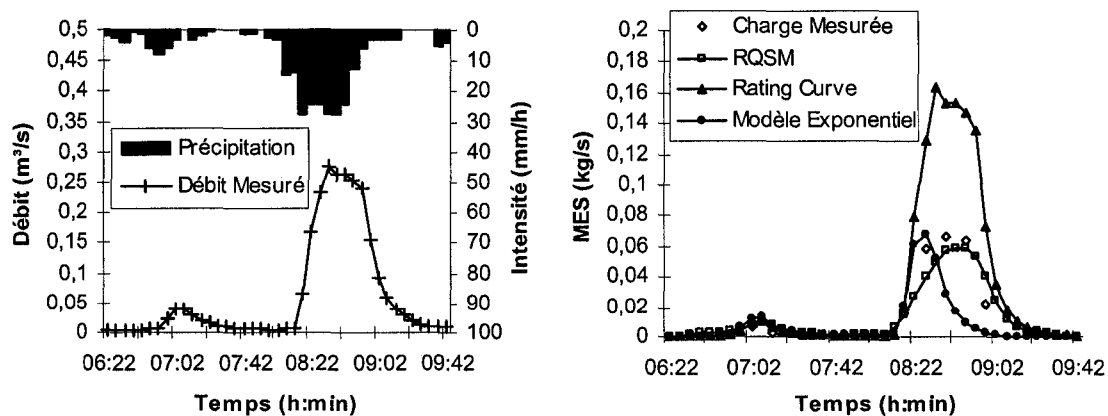


Figure 21 Pluie du 23 juin 1980 à South Mattis

Ces deux événements montrent que la corrélation entre le hyétogramme et le pollutogramme n'est pas indispensable pour que le modèle RQSM fournisse de bons résultats. En revanche, une bonne corrélation entre hydrogramme et pollutogramme permet au modèle exponentiel et « rating curve » de bien reproduire la forme du pollutogramme. Néanmoins, elle n'est pas synonyme d'une bonne estimation de la charge de MES lessivée comme le montre la Figure 21 pour le modèle de « rating curve ».

La comparaison des trois modèles sur la base de résultats événementiels peut être trompeuse puisqu'elle masque la présence de disparités ou de biais dans les résultats. Afin d'avoir une vision plus représentative de la performance des modèles RQSM, exponentiel et « rating curve », la valeur moyenne des indicateurs de performance et leur écart-type sont présentés au Tableau XIV.

Tableau XIV

Moyenne et écart-type des valeurs de $Nash$, R_p et R_M

Modèles	$Nash$		R_M		R_p	
	Moyenne	Écart type	Moyenne	Écart type	Moyenne	Écart type
Rating Curve	-0,06	1,14	1,57	0,93	1,34	0,68
Modèle Exponentiel	0,33	0,93	1,26	0,77	1,15	0,45
RQSM	0,53	0,31	1,08	0,35	0,81	0,31

Le nombre d'événements simulés n'apparaît pas suffisant pour pouvoir statistiquement prouver la supériorité d'un modèle sur un autre. Néanmoins, quelques remarques qualitatives peuvent être émises. Premièrement, les trois modèles ne simulent pas parfaitement les pollutogrammes de MES. En effet, le $Nash$ moyen pour l'ensemble des événements simulés est inférieur à 0,6. Deuxièmement, le modèle exponentiel et le

modèle de « rating curve » ont surestimé la charge lessivée. En effet, le R_M moyen est proche de 1 pour le modèle RQSM alors qu'il est de 1,26 pour le modèle exponentiel et de 1,57 pour le modèle de « rating curve ». Troisièmement, le modèle RQSM a sous estimé le rapport des pointes alors que le modèle exponentiel et le modèle de « rating curve » le surestime. Enfin, les trois modèles de lessivage présentent une forte variabilité. En effet, les écarts types sur le $Nash$, R_p et R_M s'échelonnent de 0,31 à 1,14. Ces résultats mitigés sont la conséquence de quatre sources d'incertitudes différentes. La première source d'incertitude provient de l'incertitude associée aux mesures des précipitations, des débits ruisselés et surtout, des charges de MES (Bertrand-Krajewski *et al.*, 2000). La deuxième source d'incertitude résulte de la méconnaissance des processus d'accumulation des particules solides sur les surfaces imperméables durant la période de temps sec. La troisième source d'incertitude provient de l'absence de description des processus de déposition et de remise en suspension des particules solides durant la phase de transport. Enfin, la quatrième source d'incertitude résulte de l'utilisation des modèles sur des sous bassins non uniformes en terme de rugosité, de pente et de distribution des particules solides.

5.6 Analyse de sensibilité du modèle RQSM

L'analyse de sensibilité a porté sur les paramètres de calage Kp_{imp} , Kp_{per} et sur les paramètres physiques t_c , f_o , f_∞ , K . En effet, la valeur mesurée ou calculée de ces quatre paramètres physiques est souvent entourée d'une grande incertitude. La sensibilité de ces six paramètres a été évaluée en considérant le coefficient de $Nash$.

La démarche retenue a consisté à attribuer des valeurs de référence aux six paramètres étudiés. Ces valeurs de références sont présentées au Tableau XV.

Tableau XV

Valeurs de référence des paramètres
pour l'analyse de sensibilité du modèle RQSM

Paramètres	A	IMP	t_c	f_o	f_∞	K	Kp_{imp}	Kp_{per}
Valeurs	100	0,5	32	160	16	4	$2 \cdot 10^{-5}$	$2 \cdot 10^{-5}$

Elles ont servi à calculer un pollutogramme de référence. Par la suite, une variation a été imposée à une des valeurs de référence du modèle RQSM. Le nouveau pollutogramme ainsi obtenu a été utilisé avec le pollutogramme de référence pour calculer le *Nash* correspondant.

L'analyse de sensibilité a été menée à l'aide des deux pluies suivantes :

- pluie (1) : $I = 10$ mm/h; durée : 240 min.
- pluie (2) : $I = 80$ mm/h; durée : 25 min.

La pluie (1) génère une hauteur d'eau inférieure à la capacité d'infiltration des surfaces perméables définie par les paramètres de référence du modèle RQSM. En revanche, la pluie (2) génère une hauteur d'eau supérieure à la capacité d'infiltration des surfaces perméables. Par conséquent, la pluie (1) lessive uniquement les surfaces imperméables alors que la pluie (2) lessive les surfaces perméables et imperméables.

Les résultats de l'analyse de sensibilité pour la pluie (1) sont présentés à la Figure 22 (a).

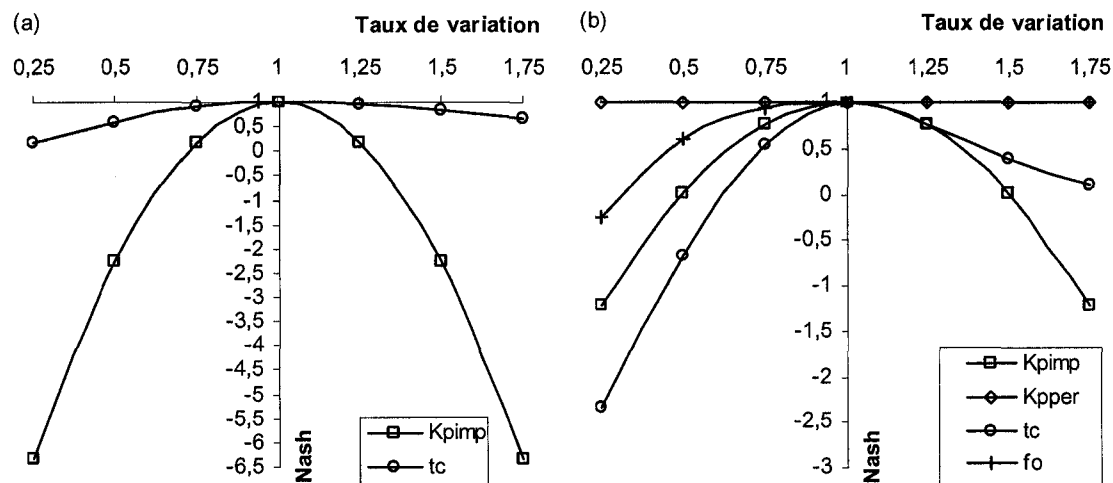


Figure 22 Variation du Nash en fonction du taux de variation des paramètres du modèle RQSM pour, (a), la pluie (1) et, (b), la pluie (2)

Ils amènent deux remarques importantes. Premièrement, la variation du paramètre Kp_{imp} engendre une forte augmentation du coefficient de *Nash*. Par conséquent, Kp_{imp} doit être minutieusement calé. Enfin, la variation du temps de concentration engendre une faible diminution du *Nash*. Par conséquent, une valeur approchée de t_c peut être utilisée pour les pluies de faible intensité et de durée supérieure à t_c .

Les résultats de l'analyse de sensibilité pour la pluie (2) sont présentés sur la Figure 22 (b). Ils amènent quatre remarques importantes. Premièrement, la variation du paramètre Kp_{imp} engendre une forte diminution du *Nash* comme pour la pluie (1). En revanche, la variation du paramètre Kp_{per} ne fait pratiquement pas diminuer le *Nash*. Néanmoins, ce paramètre peut devenir influent en cas de pluie extrême ou pour une surface perméable présentant une faible capacité d'infiltration. Deuxièmement, la variation de t_c , dans le cas d'une pluie de durée supérieure à t_c , génère une plus grande diminution du *Nash* que la variation de Kp_{imp} . En revanche, l'influence de t_c diminue significativement et devient même inférieure à celle de Kp_{imp} quant la durée de la pluie est inférieure à t_c . Troisièmement, une variation importante de la capacité initiale d'infiltration (f_o) entraîne

une importante baisse du *Nash*. De plus, la sous-estimation de la capacité initiale d'infiltration entraîne une diminution du *Nash* plus importante que sa surestimation. Enfin, la variation de la capacité finale d'infiltration (f_{∞}) et du coefficient de décroissance (K) a entraîné une diminution négligeable du *Nash*. Par conséquent, la variation de ces paramètres n'a pas été présentée sur la Figure 22 (b) afin d'alléger la lecture. Ces résultats sur les paramètres d'infiltration du modèle de Horton sont similaires aux observations faites suite à l'analyse de sensibilité du modèle de réservoir non linéaire du logiciel SWMM (Liong *et al.*, 1991).

5.7 Conclusion

Le présent article a mis en lumière une approche conceptuelle originale pour modéliser la charge de matière en suspension lessivée sur les bassins urbains. L'originalité du modèle RQSM découle d'une part, de l'utilisation de l'énergie cinétique des précipitations pour modéliser la mise en suspension des particules solides, et d'autre part, de l'emploi de la théorie des systèmes linéaires pour décrire le transport des MES à la surface du bassin.

Le modèle RQSM présente trois atouts. Premièrement, il utilise uniquement l'intensité des précipitations pour calculer la charge de MES lessivée à l'exutoire d'un bassin urbain. Deuxièmement, il dissocie la contribution en MES des surfaces perméables et imperméables. Enfin, seuls deux paramètres du modèle RQSM nécessitent un calage.

Le modèle RQSM a simulé les charges de MES mesurées, à l'exutoire de 4 sous-bassins urbains situés en Amérique du Nord, avec un niveau de précision équivalent à celui de deux modèles conceptuels éprouvés. L'analyse de sensibilité du modèle RQSM a montré que deux paramètres avaient un impact significatif sur le pollutogramme simulé.

Les résultats encourageants obtenus à l'aide du modèle RQSM permettent d'envisager une extension de son utilisation à d'autres polluants.

CHAPITRE 6

ARTICLE 4 : « SUIVI ET VALIDATION DES MESURES POUR UN DÉVERSOIR D'ORAGE LATÉRAL À SEUIL COURT »

6.1 Introduction

Les impacts dus aux déversements d'eaux usées dans le milieu naturel (Chocat, 1997), (Water Pollution Control Federation, 1989) poussent les municipalités à assurer un meilleur suivi du fonctionnement de leurs déversoirs d'orage. Le suivi du fonctionnement d'un déversoir latéral se fait généralement selon les deux approches suivantes :

- L'approche tout instrumentation consiste à suivre le fonctionnement du déversoir uniquement par l'utilisation de capteurs. Elle nécessite un grand nombre de capteurs pour d'une part mesurer la répartition des flux et d'autre part assurer la validation des données mesurées (Lipeme Kouyi *et al.*, 2005). En effet, la redondance d'information nécessaire à la validation des mesures est obtenue par le dédoublement du nombre des capteurs de mesure. Les coûts élevés d'installation et de maintenance des capteurs (Bertrand-Krajewski *et al.*, 2000) représentent le principal handicap de cette approche gourmande en instruments de mesure.

- L'approche fondamentale se base uniquement sur les équations de l'hydraulique. Les débits déversés sont obtenus en couplant un modèle de simulation des déversoirs latéraux au modèle hydraulique de simulation des réseaux d'assainissement. De nombreux auteurs ont élaboré des modèles de simulation des déversoirs latéraux. De Marchi (1934) a appréhendé le fonctionnement des déversoirs latéraux de manière mécaniste. Les travaux de De Marchi ont été repris plus tard par Smith (1973) dont le

modèle repose sur l'hypothèse de la conservation de l'énergie le long du seuil. Les expériences de El-Khashab et Smith (1976) ont montré que l'énergie n'est pas constante mais plutôt décroissante le long du seuil. Ce constat a permis de reformuler le modèle de Smith en prenant en considération une vitesse longitudinale du flot déversé différente de la vitesse moyenne de l'écoulement dans la conduite. Carleton (1985) a complété les travaux de El-Khashab en tenant compte de la présence éventuelle d'un ressaut hydraulique le long du seuil. Les travaux de Hager (1987) ont conduit à l'élaboration d'une loi générale de déversement qui décrit le fonctionnement de la majorité des déversoirs latéraux rencontrés. Buyer (2002) a montré que l'utilisation des équations complètes de Saint-Venant permet d'appréhender la plupart des phénomènes hydrauliques rencontrés sur le déversoir latéral. Ces différents modèles de déversement donnent d'excellents résultats lorsqu'ils sont testés en laboratoire où tous les paramètres et toutes les variables d'états sont parfaitement contrôlés. Cependant, un nombre limité d'études ont été réalisées pour vérifier l'applicabilité de ces modèles pour le suivi du fonctionnement des déversoirs d'orage latéraux en réseau d'assainissement (Zug *et al.*, 2001). Par exemple, Carleton (1985) a montré sur un déversoir de la ville de Lyon en France que le modèle mécaniste de EL-KHASHAB est très sensible aux incertitudes sur la pente de la conduite et sur la hauteur du seuil. En effet, une erreur d'environ 10% sur la valeur de la hauteur du seuil peut conduire à une erreur de 50% sur l'estimation des débits déversés. De plus, ces paramètres sont susceptibles d'évoluer dans le temps en raison de l'encrassement des collecteurs et de la présence de débris au niveau du déversoir. Par conséquent, l'utilisation exclusive de l'approche fondamentale n'apparaît pas judicieuse pour suivre le fonctionnement des déversoirs d'orage. En revanche cette approche est économiquement très intéressante.

L'approche combinée est un compromis entre l'approche tout instrumentation et l'approche fondamentale. Elle consiste à employer un système de mesure en association avec un modèle hydraulique de déversement afin d'établir la redondance d'information nécessaire à la validation des débits déversés. Elle est généralement employée lors de

l'instrumentation du déversoir afin d'optimiser l'emplacement des capteurs (Ruban *et al.*, 2004).

Dans cet article on propose d'utiliser l'approche combinée pour suivre le fonctionnement hydraulique des déversoirs latéraux à seuil court et assurer la validation en continu des débits déversés. Dans un premier temps, l'instrumentation et le banc d'essai utilisé pour la validation de notre approche combinée est présentée. Dans un second temps, la loi de déversement utilisée et la procédure de validation développée sont introduites. La troisième étape a consisté à valider la loi de déversement avec le banc d'essai. La dernière partie nous a permis de tester et valider la procédure de validation des mesures.

6.2 Montage expérimental

6.2.1 Description du banc d'essai

Le banc d'essai utilisé pour la mise en œuvre et la validation de la méthodologie de suivi des déversoirs latéraux est présenté sur la Figure 23.

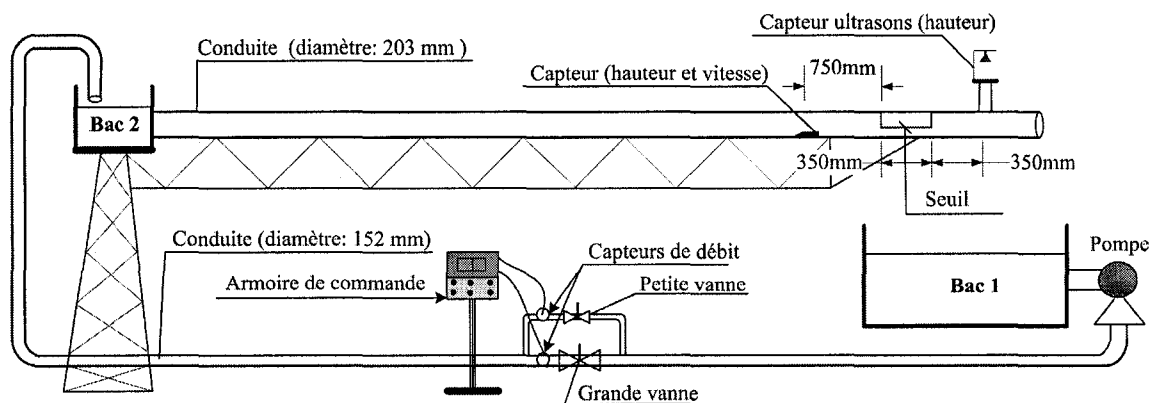


Figure 23 Banc d'essai

Le banc d'essai pour l'expérimentation du déversoir latéral est constitué des éléments suivants :

- 1) une conduite circulaire en plexiglas de longueur 13,3 m et de diamètre 203 mm. La pente de cette conduite peut être modifiée et réglée à l'aide d'un vérin hydraulique.
- 2) un déversoir latéral de longueur 35 cm et de hauteur minimale 50 mm.
- 3) une pompe permettant d'assurer un débit pouvant aller jusqu'à 40 l/s.
- 4) deux vannes papillon qui permettent de réguler le débit. Une des vannes est installée sur un tuyau d'alimentation de diamètre 51 mm et permet un réglage fin du débit. L'autre vanne est située sur un tuyau de diamètre 203 mm et permet d'atteindre les grands débits.
- 5) un bac de réception d'une capacité de $1,7 \text{ m}^3$, muni d'une chambre permettant de recueillir les eaux déversées.
- 6) un bac de stabilisation de l'écoulement, constitué de deux compartiments séparés par une paroi perforée qui sert à stabiliser l'écoulement avant son entrée dans la conduite. Le bac de stabilisation est alimenté par une conduite de 203 mm.

Le seuil a une longueur fixe de 350 mm et une hauteur de 50 mm. La crête du seuil présente un angle d'ouverture important. Néanmoins, son fonctionnement est équivalent à celui d'un seuil à crête mince.

6.2.2 Instrumentation

Le suivi du fonctionnement d'un déversoir latéral nécessite la mise en place d'un dispositif d'instrumentation qui doit tenir compte de la géométrie du déversoir, de son fonctionnement hydraulique et du type d'instruments de mesure envisagés (Ruban *et al.*, 2004).

La géométrie du déversoir utilisé et celle d'un déversoir latéral à seuil court classique. Sur un site réel les configurations géométriques des déversoirs latéraux sont multiples et souvent complexes. Quant au fonctionnement hydraulique des déversoirs latéraux, il peut se ramener à l'un des deux cas suivants :

- le déversoir fonctionne en mode non influencé. Dans ce cas, l'écoulement le long du seuil peut être torrentiel ou fluvial.
- le déversoir fonctionne en mode influencé. L'écoulement le long du seuil est conditionné par la condition limite en aval.

L'approche combinée nécessite l'utilisation d'un dispositif de mesure qui fournit les données nécessaires pour la loi de déversement et pour la mesure du débit déversé. Par conséquent, le dispositif de mesure retenu pour le suivi et la validation des débits déversés est constitué des capteurs suivants :

- un débitmètre à effet Doppler composé d'un capteur pressiométrique qui mesure la hauteur d'eau à l'amont du déversoir et d'un capteur à effet Doppler qui mesure la vitesse moyenne de l'écoulement. Le débitmètre calcule le débit en multipliant la section mouillée par la vitesse d'écoulement. L'incertitude sur la mesure du débit est comprise entre 10 et 15%.
- un capteur ultrasonique mesure la hauteur d'eau à l'aval du déversoir. Il permet de calculer le débit à l'aval du seuil par l'intermédiaire d'une relation hauteur-débit. L'incertitude de mesure à l'aide du capteur ultrasonique a été évaluée à 2 mm. En régime permanent, l'incertitude sur la mesure de la hauteur d'eau se traduit par une incertitude inférieure à 10% sur le débit aval estimé.

Le débitmètre à effet Doppler et le limnimètre ultrasonique utilisés dans le cadre de ce travail sont des capteurs industriels couramment utilisés en réseaux d'assainissement.

Afin de valider la loi de déversement et calibrer les capteurs, l'installation dispose des instruments de mesure complémentaires suivants :

- un débitmètre électromagnétique situé sur la conduite de refoulement de la pompe mesure le débit en amont du seuil. L'incertitude de mesure du débitmètre est inférieure à 1% dans le cas d'une mesure en régime permanent (Bertrand-Krajewski *et al.*, 2000). Dans notre cas, l'incertitude sur la valeur du débit est proche de 5%. Elle est principalement due au fait que la pompe fournit un débit qui varie de 5% autour d'une valeur moyenne.
- un seuil calibré triangulaire mesure le débit à l'aval du déversoir pour les essais en mode influencé. L'incertitude de mesure du débit correspond à l'erreur de lecture sur le seuil calibré, soit une division de mesure (environ 0,2 l/s).

6.3 Méthodologie et développements théoriques

6.3.1 Loi de déversement

Le débit déversé par un déversoir latéral se calcule à l'aide de modèles mécanistes ou empiriques. Les modèles mécanistes disposent d'une grande représentativité qui leur permet de décrire finement l'hydraulique des déversoirs latéraux. Ces modèles comportent de nombreux paramètres qui sont difficiles à évaluer dans les réseaux d'assainissement. Les modèles empiriques pour les seuils latéraux courts ne permettent pas de décrire finement l'hydraulique des déversoirs. Cependant, ils présentent l'avantage de comporter moins de paramètres que les modèles mécanistes tout en étant précis.

On propose donc l'utilisation de la loi de déversement semi empirique de Dominguez (Lencastre, 1999) pour calculer le débit déversé par un déversoir latéral à seuil court. La loi de déversement de Dominguez a pour formulation :

$$Q_d = \phi_1 \phi_2 L \sqrt{2g} h^{3/2} \quad (6.1)$$

où ϕ_1 représente le coefficient de forme qui dépend de la géométrie du déversoir latéral; ϕ_2 , le coefficient hydraulique qui dépend du régime d'écoulement dans la conduite; L , la longueur du seuil en (m); h , la hauteur d'eau au dessus du seuil en (m).

La variable h dans l'équation de Dominguez correspond à la hauteur d'eau au dessus du seuil en amont du déversoir dans le cas d'un écoulement torrentiel et à la hauteur d'eau en aval du seuil dans le cas d'un écoulement fluvial.

Le coefficient ϕ_2 s'exprime en fonction du rapport entre la charge à l'amont h_1 et à l'aval h_2 . On propose pour le calcul de ϕ_2 d'utiliser des formules empiriques (Bennis, 2004) déduites à partir des valeurs tabulées de ϕ_2 (Carlier, 1986). Les expressions de ϕ_2 sont les suivantes :

pour $h_1/h_2 \leq 0,5$

$$\phi_2 = 0,4 + 0,5 \frac{h_1}{h_2} \quad (6.2)$$

pour $0,5 < h_1/h_2 \leq 1$

$$\phi_2 = 0,3 + 0,7 \frac{h_1}{h_2} \quad (6.3)$$

pour $1 < h_1/h_2 \leq 2$

$$\phi_2 = 0,3 + 0,7 \frac{h_2}{h_1} \quad (6.4)$$

pour $h_1/h_2 > 2$

$$\phi_2 = 0,4 + 0,5 \frac{h_2}{h_1} \quad (6.5)$$

Le choix de la loi de déversement de Dominguez s'avère particulièrement pertinent pour notre approche combinée en raison de la simplicité de sa formulation et du faible nombre de paramètres à caler. En effet, le coefficient hydraulique ϕ_2 se calcule aisément à partir des mesures de hauteur à l'amont et à l'aval du déversoir. Seul le coefficient de forme ϕ_1 nécessite un calage. La loi de Dominguez, contrairement à la plupart des autres lois, ne fait pas intervenir la géométrie du collecteur au niveau du déversoir.

Dans une perspective plus large, la loi semi empirique de Dominguez est également susceptible d'être employée sur un déversoir à seuil long. En effet, un déversoir à seuil long peut être vu comme une succession de seuils courts où la loi de Dominguez peut s'appliquer moyennant la connaissance des hauteurs d'eaux aux extrémités des sections. Une approche similaire basée sur des lois de déversement totalement empiriques a été utilisée par Lipeme Kouyi *et al.* (2005) à Sélestat en France pour évaluer les débits déversés par cinq déversoirs à seuil long équipés de capteurs de niveau.

6.3.2 Validation des débits déversés

Pour la procédure de validation des débits déversés, on propose d'utiliser l'écart relatif entre la valeur mesurée et simulée du débit déversé qui a pour expression :

$$Er = \frac{Qd^{mesuré} - Qd^{simulé}}{\min[Qd^{mesuré}, Qd^{simulé}]} \quad (6.6)$$

L'écart relatif ne permet pas à lui seul de valider la mesure du débit déversé. Par conséquent, on propose d'utiliser un test statistique pour valider les mesures. La variable aléatoire Er est supposée avoir une distribution normale. Ainsi l'intervalle de confiance à 95% sur l'écart relatif est défini par :

$$(\overline{Er} - 1,96 \sigma_{Er}) \leq Er \leq (\overline{Er} + 1,96 \sigma_{Er}) \quad (6.7)$$

où \overline{Er} représente la moyenne des écarts relatifs définie par :

$$\overline{Er} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N Er(i) \quad (6.8)$$

et σ_{Er} est l'écart type des écarts relatifs défini par :

$$\sigma_{Er} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (Er(i) - \overline{Er})^2}{N - 1}} \quad (6.9)$$

L'intervalle de confiance basé sur l'écart relatif des débits déversés par un seuil latéral se construit durant l'étape de calage de la loi de déversement. Cette étape doit idéalement être réalisée à l'aide de données recueillies durant plusieurs événements pluvieux. Il est intéressant de remarquer qu'il est impératif d'utiliser des données validées pour l'élaboration de l'intervalle de confiance qui à son tour sert par la suite à valider les mesures. Le test statistique consiste à rejeter le débit déversé mesuré $Qd^{mesuré}$ si l'écart relatif Er dépasse les limites de l'intervalle de confiance à 95%.

En pratique, deux intervalles de confiance correspondant aux deux principaux types d'erreur de mesure doivent être élaborés. Le premier type d'erreur de mesure correspond aux erreurs accidentelles telles que le passage d'un objet solide au niveau du capteur. L'intervalle de confiance correspondant aux erreurs accidentelles est défini à l'aide des écarts relatifs maximaux relevés pour chaque événements pluvieux ayant servi au calage de la loi de déversement. Le deuxième type d'erreur correspond aux erreurs persistantes liées aux dépôts de sédiments, à la présence d'objets solides à proximité du capteur et à l'accumulation de détritiques flottants (Amrarene, 2002) ainsi qu'à la dérive du capteur (Bertrand-Krajewski *et al.*, 2000). L'intervalle de confiance pour les erreurs persistantes est défini à l'aide des écarts relatifs entre les débits déversés mesurés et simulés.

6.3.3 Identification du capteur défaillant et correction des débits déversés erronés

Les débits déversés par les déversoirs d'orage latéraux font rarement l'objet d'une mesure directe. Ils sont généralement obtenus par des mesures de débits faites à l'amont et à l'aval du déversoir qui permettent également de suivre son fonctionnement hydraulique. Or, la mesure du débit dans une conduite d'assainissement est généralement obtenue à l'aide d'une mesure simultanée de la hauteur d'eau et de la vitesse de l'écoulement. Par conséquent, une erreur de mesure sur le débit déversé

provient soit d'une erreur de mesure sur la hauteur soit d'une erreur de mesure sur la vitesse. Il apparaît donc utile de pouvoir identifier le capteur ayant conduit à une mesure erronée du débit déversé afin de pouvoir corriger adéquatement l'erreur de mesure, identifier rapidement la cause de l'erreur et diminuer le cas échéant les temps d'intervention sur le système de mesure.

La procédure d'identification est décrite sur la Figure 24 dans le cas d'un déversoir latéral fonctionnant en mode non influencé et équipé d'un capteur de débit à effet doppler à l'amont et d'un capteur de niveau à ultrasons à l'aval.

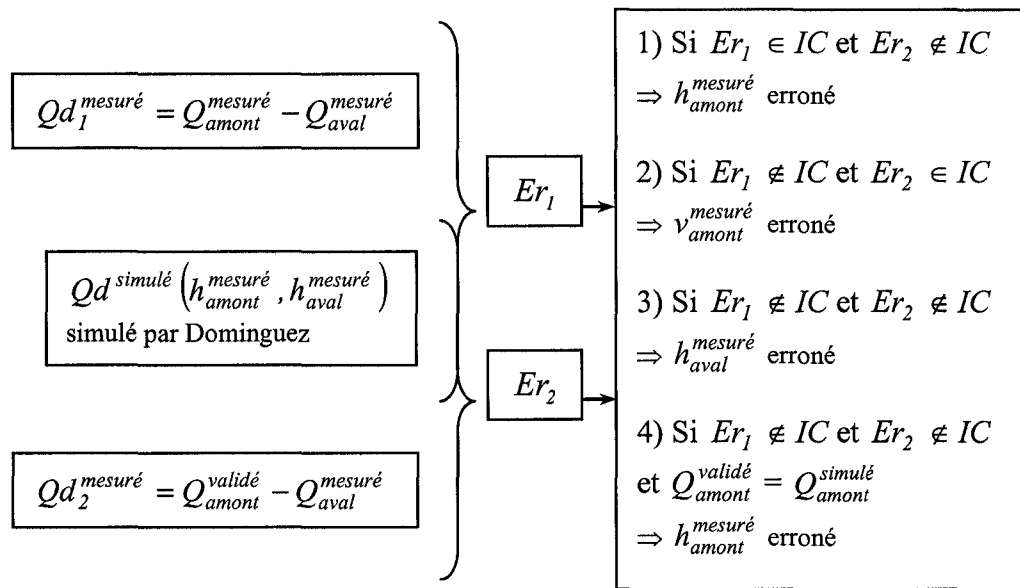


Figure 24 Procédure d'identification des variables mesurées erronées

La procédure d'identification des mesures erronées décrite sur la Figure 24 se compose d'une série de quatre tests statistiques basés sur l'utilisation de l'intervalle de confiance (IC) et sur les écarts relatifs entre les débits déversés mesurés et simulés. Le débit déversé simulé est obtenu à l'aide de la loi de Dominguez en utilisant la hauteur d'eau mesurée à l'amont et à l'aval du déversoir. Le débit déversé mesuré est déduit de la

mesure du débit à l'amont et à l'aval du déversoir. Le débit à l'amont du déversoir peut être estimé avec précision à l'aide d'un modèle hydrologique (Bennis et Crobeddu, 2005). Deux estimations indépendantes du débit amont sont ainsi disponibles. Des techniques de validation développées récemment (Bennis *et al.*, 2000a) permettent d'utiliser la redondance d'information pour valider efficacement les débits mesurés en réseaux d'assainissement. Le débit amont mesuré et validé est utilisé pour définir deux valeurs de débit déversé mesuré. Ces deux valeurs, associées au débit déversé simulé, permettent de définir deux écarts relatifs.

La procédure d'identification est définie en fonction du dispositif instrumental utilisé sur le déversoir. Par conséquent, pour un dispositif instrumental différent du dispositif envisagé dans cet article, la procédure d'identification doit être redéfinie en suivant une démarche similaire.

La phase d'identification des débits déversés erronés est suivie par la phase de correction. Deux options de correction sont envisageables en présence de débits déversés erronés : la première consiste à supprimer les débits déversés erronés et la seconde consiste à remplacer le débit déversé mesuré erroné par un débit déversé estimé. La seconde option est la plus pertinente lorsque la validité de la méthode d'estimation a été démontrée. Cette dernière a été choisie pour la phase de correction des débits déversés.

La phase de correction développée consiste à changer les débits déversés erronés de telle sorte que les écarts relatifs sur les débits déversés réintègrent l'intervalle de confiance. Les modifications s'opèrent en appliquant les règles suivantes :

Cas 1) lorsque les hauteurs et les vitesses mesurées ne sont pas erronées, le débit déversé validé correspond à $Qd_1^{mesuré}$.

Cas 2) lorsque la hauteur mesurée à l'amont est erronée, le débit déversé validé est pris égale au débit déversé $Qd_2^{mesuré}$.

Cas 3) lorsque la vitesse mesurée à l'amont est erronée, le débit déversé validé est alors $Qd_2^{mesuré}$.

Cas 4) lorsque la hauteur mesurée en aval est erronée, celle-ci est modifiée jusqu'à l'atteinte de l'équilibre entre les débits déversés mesurés et simulés.

La procédure d'identification et de correction est conçue pour un seul capteur défaillant à la fois. La détection d'une erreur de mesure devient très difficile dans le cas d'une défaillance simultanée de plusieurs capteurs. En effet, des compensations d'erreur peuvent se produire et conduire à l'acceptation de données erronées. De plus, elle n'est pas applicable aux déversoirs soumis à une influence aval en raison de l'utilisation d'une courbe de tarage pour connaître le débit en aval. Ce cas de figure peut néanmoins se traiter avec une procédure similaire moyennant l'utilisation d'un débitmètre à l'aval.

6.4 Validation de la loi de Dominguez

6.4.1 Calage des lois hydrauliques

L'approche proposée nécessite le calage d'une loi hauteur débit à l'aval du déversoir afin d'obtenir le débit aval. Le capteur de niveaux et le débitmètre sont placés en aval du déversoir pour réaliser le calage de la loi hauteur débit. La courbe de tarage utilisée a pour expression :

$$Q = a f(h) \quad (6.10)$$

où a représente le paramètre de calage; h , la hauteur d'eau dans la conduite.

La fonction de forme $f(h)$ est définie par la formule suivante :

$$f(h) = A R h^{\frac{2}{3}} \quad (6.11)$$

où A représente la surface mouillée en (m^2); Rh , le rayon hydraulique en (m).

La courbe de tarage à l'aval du déversoir en fonctionnement non influencé a pour expression :

$$Q = 9,737 A R h^{\frac{2}{3}} \quad (6.12)$$

Les débits mesurés et simulés en aval du déversoir, à l'aide de la courbe de tarage, sont représentés sur la Figure 25.

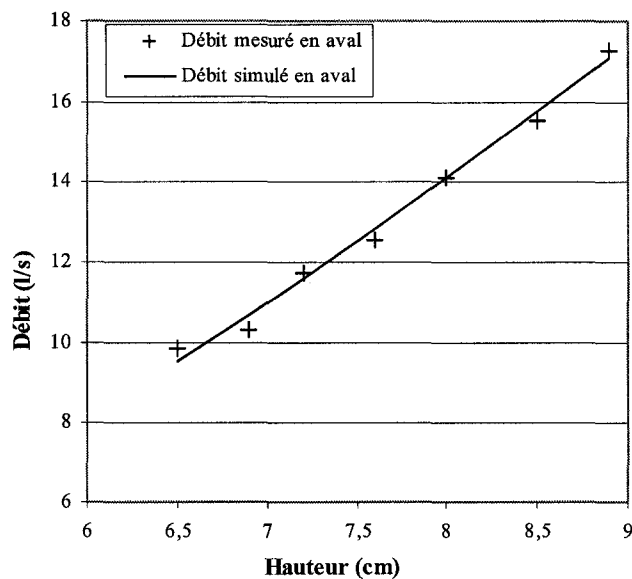


Figure 25 Débit mesuré et simulé par la courbe de tarage en aval du déversoir

La Figure 25 montre une bonne corrélation entre les débits mesurés et simulés en aval. La précision obtenue dans l'estimation du débit s'explique par le fait que la courbe de tarage a été établie pour un écoulement en régime permanent. Bien évidemment, l'utilisation d'une courbe de tarage en réseau d'assainissement présente une incertitude beaucoup plus grande, en raison de la nature transitoire des écoulements.

Le coefficient ϕ_l de la loi de Dominguez est calé à l'aide du débit déversé mesuré selon la formule suivante :

$$\phi_l = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \left(\frac{Q_d^{mesuré}(i)}{\phi_2(i) L \sqrt{2g} h(i)^{1,5}} \right) \quad (6.13)$$

Le calage de ϕ_l sur un site réel se fait à l'aide des mesures de débits déversés enregistrées pour différents événements pluvieux. Les débits déversés mesurés devront préalablement être validés afin d'écartier les valeurs erronées. Dans le cas du montage expérimental proposé, le calage du paramètre ϕ_l a été réalisé à l'aide des deux essais suivants :

- essais 1 : Débit amont mesuré : 11,7 l/s; hauteur amont mesurée : 7,8 cm; hauteur aval mesurée : 6,6 cm;
- essais 2 : Débit amont mesuré : 19,4 l/s; hauteur amont mesurée : 10,5 cm; hauteur aval mesurée : 8,1 cm.

La valeur de ϕ_l obtenue par calage à l'aide de la formule (6.13) est de 0,35.

6.4.2 Déversoir fonctionnant en mode non influencé

La loi de déversement a été validée sur le banc d'essai. Dans un premier temps le déversoir a été utilisé en mode non influencé. Treize essais ont été réalisés avec des débits variant de 10 à 30 l/s. Le nombre de Froude dans la conduite principale a varié entre 1,4 et 1,85. L'écoulement rencontré au niveau du déversoir latéral au cours des essais était donc torrentiel et la ligne d'eau observée le long du seuil était descendante. Les données mesurées durant ces essais sont présentées dans le Tableau XVI.

Tableau XVI

Données mesurées sur le déversoir latéral
fonctionnant en mode non influencé

Hauteur amont (cm)	Hauteur aval (cm)	Débit amont (débitmètre Doppler) (l/s)	Débit amont (débitmètre électromagnétique) (l/s)	Débit aval (l/s)
7,5	6,5	10,9	10,7	9,6
7,8	6,6	11,7	11,9	9,9
8,1	6,7	12,3	12,2	10,2
8,3	6,8	12,9	13,1	10,5
8,5	6,9	13,3	13,5	10,7
9,3	7,4	15,2	15,4	12,2
10,0	7,8	17,5	17,0	13,5
10,5	8,1	19,4	19,1	14,5
11,0	8,3	20,5	20,5	15,1
11,6	8,6	22,4	22,9	16,2
12,1	8,8	24,0	24,3	16,8
12,5	9,1	25,7	25,6	17,9
13,5	9,7	29,3	29,1	20,0

Les mesures du débit amont par le débitmètre à effet doppler étaient en accord avec les mesures réalisées par le débitmètre électromagnétique. En revanche, les hauteurs mesurées à l'amont du déversoir par le capteur pressiométrique ont nécessité une validation à l'aide d'une instrumentation complémentaire. En effet, cette hauteur est dans certains cas supérieure à la hauteur de la ligne d'eau en aval du capteur qui est la hauteur réelle à l'entrée du déversoir. La variation de hauteur observée est due aux grandes dimensions du capteur pressiométrique vis à vis du diamètre de la conduite. Par conséquent, le capteur représente un obstacle pour l'écoulement qui est franchi moyennant une surélévation de la ligne d'eau à l'amont du capteur. Cette variation ne se rencontre pas en réseaux d'assainissement en raison du diamètre plus grand des conduites. Les perturbations créées par le capteur pressiométrique sont alors négligeables. Le débit à l'aval du déversoir a été obtenu à l'aide de la courbe de tarage (6.12) en utilisant la hauteur mesurée en aval par le capteur ultrason.

Les débits déversés simulés par la loi de Dominguez sont représentés sur la Figure 26 en fonction des débits déversés mesurés.

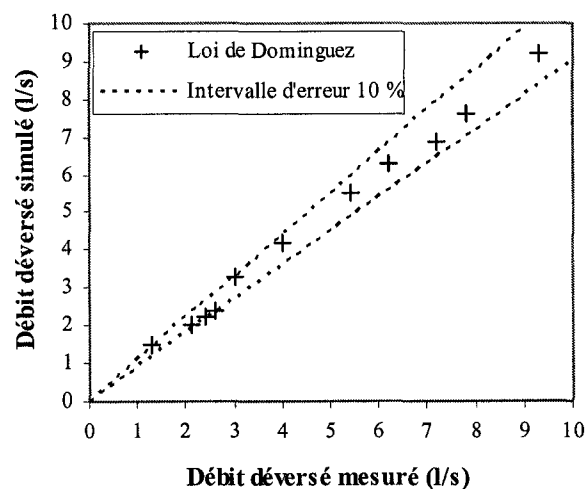


Figure 26 Comparaison entre les débits déversés simulés par la loi de Dominguez et les débits mesurés en mode non influencé

Il y a une bonne concordance entre le débit déversé simulé par la loi de Dominguez et le débit mesuré. En effet, l'écart entre les débits déversés mesurés et simulés par la loi de Dominguez est inférieur à 10%. Cependant, le niveau d'incertitude dans un site réel est plus grand que dans un milieu contrôlé et l'écart entre le débit déversé simulé et mesuré peut dépasser 40% (Carleton, 1985). En revanche, l'écart entre les volumes déversés mesurés et simulés peut être maintenu dans un intervalle de $\pm 20\%$ à $\pm 30\%$ (Ruban *et al.*, 2004).

6.4.3 Déversoir fonctionnant en mode influencé

Il n'est pas rare de rencontrer des déversoirs d'orage latéraux soumis à une influence aval. Cependant, peu d'études ont été menées pour vérifier la validité des lois de déversement sur un déversoir soumis à une influence aval.

Un seuil calibré triangulaire a été disposé à l'aval du dispositif expérimental pour créer une influence aval. Le seuil triangulaire a pour effet de ralentir fortement la vitesse de l'écoulement dans la conduite. Ainsi, un écoulement fluvial se crée à l'amont du seuil triangulaire. Or, le régime d'écoulement dans la conduite sans influence est torrentiel. Par conséquent, la transition entre la zone d'écoulement torrentiel et la zone d'écoulement influencé se fait par l'intermédiaire d'un ressaut hydraulique comme le montre la Figure 27.

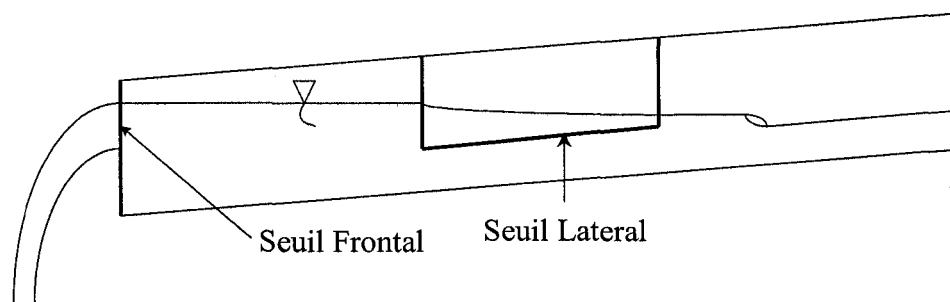


Figure 27 Fonctionnement du déversoir latéral en mode influencé

Lorsque le déversoir latéral se trouve dans la zone influencée, la ligne d'eau le long du seuil est ascendante.

Onze essais ont été réalisés avec des débits qui variaient de 2 à 14 l/s. Les résultats de ces essais sont présentés dans le Tableau XVII.

Tableau XVII

Données mesurées sur le déversoir latéral
fonctionnant en mode influencé

Hauteur amont (cm)	Hauteur aval (cm)	Débit amont (débitmètre Doppler) (l/s)	Débit aval (l/s)
6,7	7,2	2,1	0,7
7,0	7,6	2,8	1,0
7,4	8,3	4,4	1,6
7,8	9,0	6,0	2,3
8,4	9,6	7,5	2,9
9,3	10,0	8,5	3,2
8,5	10,3	9,8	3,7

Tableau XVII (suite)

8,5	10,8	10,6	4,0
8,6	11,2	11,7	4,4
8,7	11,7	12,9	5,0
8,8	11,9	13,6	5,5

Le passage du débit amont mesuré de 8,5 à 9,8 l/s se traduit par une chute de niveau à l'amont du déversoir. Ce phénomène s'explique par la formation d'un ressaut hydraulique au niveau du déversoir.

Les débits déversés simulés par la loi de Dominguez sont représentés sur la Figure 28 en fonction des débits déversés mesurés.

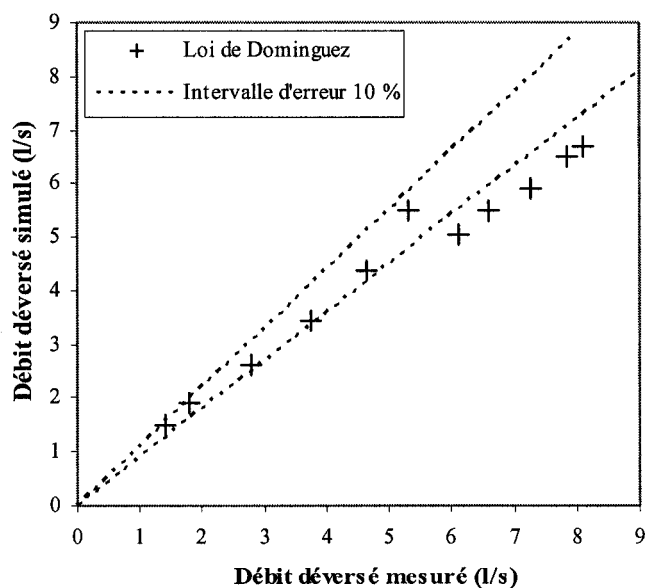


Figure 28 Comparaison entre les débits déversés simulés par la loi de Dominguez et les débits mesurés en mode influencé

L'écart entre les débits déversés mesurés et simulés est inférieur à 10% lorsque le ressaut hydraulique se situe à l'amont du déversoir. En revanche, l'écart devient supérieur à 10% lorsque le ressaut hydraulique se forme le long du déversoir. Par conséquent, en l'absence de ressaut hydraulique le long du déversoir, la loi de Dominguez évalue précisément le débit déversé en mode influencé sans subir un nouveau calage. Ce résultat rend particulièrement pertinente l'utilisation de la loi de Dominguez pour simuler le débit déversé par un déversoir latéral situé dans un réseau d'assainissement. En revanche, la loi de Dominguez n'est plus fiable quand le ressaut hydraulique se forme le long du déversoir.

6.4.4 Analyse de sensibilité

Le coefficient de forme et la hauteur du seuil dans la formule (6.1) sont les seuls paramètres susceptibles d'avoir une influence sur le débit déversé. Or, ces paramètres évoluent dans le temps avec le dépôt de matières organiques ou de déchets ménagers. Ainsi, une variation de la valeur du coefficient de forme liée à un encrassement du seuil se traduit par une variation équivalente pour le débit déversé en terme de pourcentage. En revanche, la variation du débit déversé avec la hauteur du seuil n'est pas linéaire et nécessite une évaluation. Ainsi, une erreur de 6% a été supposée sur la hauteur du seuil. Les résultats fournis par la loi de Dominguez sont présentés sur la Figure 29.

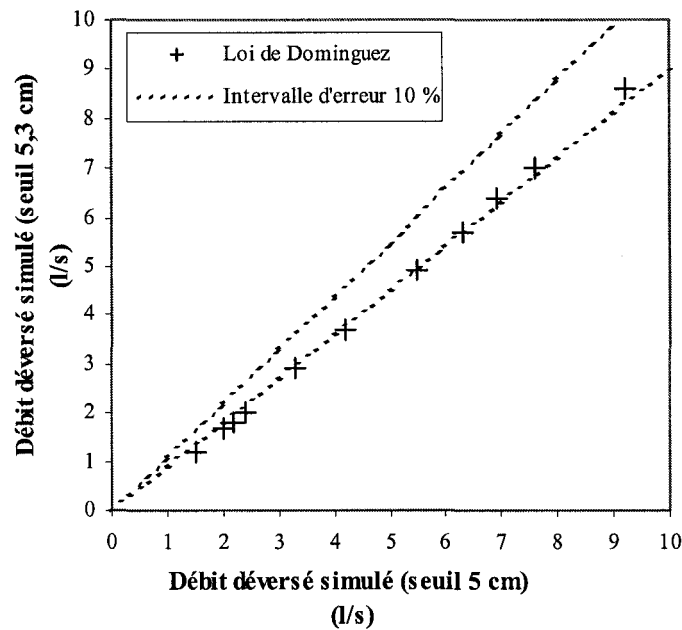


Figure 29 Débits déversés simulés avec des seuils de hauteurs respectives 5 cm et 5,3 cm

Il ressort du test de sensibilité qu'une erreur de 6% sur la hauteur du seuil conduit à un écart relatif de 10% sur les débits déversés simulés. La loi de Dominguez apparaît donc particulièrement sensible à la hauteur du seuil. Ce constat est conforme aux conclusions sur la sensibilité des modèles de déversement énoncées par Carleton (1985).

6.5 Test de la procédure de validation

La première étape a consisté à valider l'hypothèse de normalité pour la distribution des écarts relatifs. Ainsi, un test de normalité de Komolgorov-Smirnov a été mené sur les écarts relatifs des débits déversés. Ce test présente l'avantage de pouvoir être réalisé en présence d'un faible échantillon de données (Sokal et Rohlf, 1981). Les données relevées lors des treize essais de déversement, réalisés en mode non influencé sur le banc

d'essai, ont été utilisées pour calculer les écarts relatifs. Le test a montré que la variable aléatoire Er est effectivement distribuée selon la loi normale.

La seconde étape a consisté à établir l'intervalle de confiance sur les écarts relatifs des débits déversés. Ainsi, les six essais présentés dans le Tableau XVIII ont servi à définir l'intervalle de confiance.

Tableau XVIII
Écarts relatifs sur les débits déversés

Débit déversé mesuré (l/s)	Débit déversé simulé (l/s)	Er (%)
1,3	1,5	- 13,3
2,4	2,2	9,1
3,0	3,3	- 9,1
4,0	4,2	- 4,8
5,4	5,5	- 1,8
7,2	6,9	4,3

En raison du faible nombre de données, l'intervalle de confiance suivant a été défini à l'aide de la loi de Student.

$$\left(\overline{Er} - 2,776 \sigma_{Er}\right) \leq Er \leq \left(\overline{Er} + 2,776 \sigma_{Er}\right) \quad (6.14)$$

Les limites de l'intervalle de confiance à 95%, sur les débits déversés simulés à l'aide de la formule (6.14) ont pour valeurs :

$$- 26 \% \leq Er \leq 21 \% \quad (6.15)$$

La grande amplitude de l'intervalle de confiance s'explique par le faible nombre de données utilisées pour sa détermination. En effet, plus le nombre de données est faible et plus l'intervalle de confiance est large comme le traduit le coefficient de 2,776 de la loi de Student.

La troisième étape a consisté à valider la procédure d'identification des capteurs défaillants. Ainsi, des valeurs aberrantes en forme de W et de A, représentant un décrochage momentané du débitmètre amont, ont été introduites parmi les sept essais n'ayant pas servis à l'élaboration de l'intervalle de confiance. Les erreurs ont été appliquées dans un premier temps aux hauteurs mesurées en amont par le capteur pressiométrique puis dans un second temps aux vitesses mesurées par le capteur Doppler.

Les écarts relatifs entre les débits déversés mesurés et simulés en présence de hauteurs mesurées erronées sont présentés dans le Tableau XIX.

Tableau XIX

Écarts relatifs entre les débits déversés mesurés et simulés
en présence de hauteurs erronées en amont

Essais	$Q_{\text{amont}}^{\text{mesuré}}$ (l/s)	$Q_{\text{amont}}^{\text{validé}}$ (l/s)	$Qd_1^{\text{mesuré}}$ (l/s)	$Qd_2^{\text{mesuré}}$ (l/s)	$Qd^{\text{simulé}}$ (l/s)	Er_1 (%)	Er_2 (%)
1	11,7	11,7	1,8	1,8	1,8	1	1
2*	13,9	12,2	3,7	2,0	2,5	48	- 27
3*	11,7	13,5	1,0	2,8	1,9	- 100	44
4*	22,0	19,1	7,5	4,6	5,8	29	- 26,5
5	22,4	22,4	6,2	6,2	6,3	- 1	- 1
6*	28,8	25,6	10,9	7,7	8,9	23	- 15,5
7	29,3	29,3	9,3	9,3	9,2	1	1

*Écarts relatifs ayant été calculés en présence des hauteurs mesurées modifiées.

Le débit à l'amont du déversoir a été validé à l'aide de la méthodologie développée par (Bennis *et al.*, 2000a). La redondance d'information pour la validation du débit amont est fournie par le débitmètre électromagnétique. Sur un site réel, la redondance d'information est fournie par un modèle hydrologique.

Parmi les sept essais de déversement réalisés, les essais 2, 3, 4 et 6 comportent des écarts relatifs sur les débits déversés qui sortent des limites de l'intervalle de confiance (6.15). De plus, les écarts relatifs des essais 2, 3, 4 valident le quatrième test d'identification soit :

$$Er_1 \notin IC, Er_2 \notin IC \text{ et } Q_{amont}^{validé} = Q_{amont}^{simulé}.$$

Par conséquent, la hauteur mesurée en amont lors des essais 2, 3, 4 est erronée. Or, les hauteurs mesurées, au cours de ces quatre essais, sont les hauteurs qui avaient préalablement été modifiées. En revanche, les écarts relatifs de l'essai 6 valident à tort le deuxième test d'identification qui indique une défaillance sur le capteur de vitesse. En effet, c'est la hauteur mesurée en amont qui avait préalablement été modifiée et non la vitesse. L'identification à tort s'explique par la grande amplitude de l'intervalle de confiance qui conduit à accepter des écarts relatifs qui auraient dus être normalement rejetés. Néanmoins, le test pour l'essai 6 a permis d'identifier une erreur sur le débit déversé mesuré qui est liée à une erreur de mesure du débit à l'amont du déversoir.

La procédure d'identification a ensuite été testée sur les écarts relatifs entre les débits déversés mesurés et simulés en présence de vitesses mesurées erronées. Les résultats du test sont présentés dans le Tableau XX.

Tableau XX

Écarts relatifs entre les débits déversés mesurés et simulés en présence de vitesses erronées en amont.

Essais	$Q_{\text{amont}}^{\text{mesuré}}$ (l/s)	$Q_{\text{amont}}^{\text{validé}}$ (l/s)	$Qd_1^{\text{mesuré}}$ (l/s)	$Qd_2^{\text{mesuré}}$ (l/s)	$Qd^{\text{simulé}}$ (l/s)	Er_1 (%)	Er_2 (%)
1	11,7	11,7	1,8	1,8	1,8	1	1
2*	13,5	12,2	3,3	2,0	2,0	64,5	- 2
3*	12,0	13,5	1,3	2,8	2,4	-90	14
4*	21,3	19,1	6,8	4,6	4,9	41	- 6
5	22,4	22,4	6,2	6,2	6,3	- 1	- 1
6*	28,3	25,6	10,4	7,7	7,6	27	1
7	29,3	29,3	9,3	9,3	9,2	1	1

*Écarts relatifs ayant été calculés en présence des vitesses mesurées modifiées.

Parmi les sept essais de déversement réalisés, les essais 2, 3, 4 et 6 comportent des écarts relatifs sur les débits déversés qui sortent des limites de l'intervalle de confiance (6.15). De plus, ces écarts relatifs valident le deuxième test d'identification soit :

$$Er_1 \notin IC \text{ et } Er_2 \in IC.$$

Par conséquent, la vitesse amont mesurée lors des essais 2, 3, 4 et 6 est erronée. Or, les vitesses mesurées au cours de ces quatre essais sont les vitesses qui avaient préalablement été modifiées.

La procédure d'identification a permis d'identifier la majorité des erreurs de mesure ayant conduit à une mesure erronée du débit déversé. Ce résultat positif et d'autant plus prometteur qu'il a été obtenu en présence d'un intervalle de confiance de grande amplitude. Cependant, il paraît illusoire de penser qu'en réseaux d'assainissement, la procédure d'identification puisse localiser des erreurs de mesure, sur les débits déversés, inférieures à 20% en raison des incertitudes de mesure plus grandes.

La dernière étape a consisté à corriger les débits déversés erronés. En présence de hauteurs et de vitesses amont mesurées erronées, la correction consiste à prendre le débit déversé égale à $Qd_2^{mesuré}$. Les débits déversés validés dans le cas de hauteurs et vitesses amont erronées sont présentés dans le Tableau XXI.

Tableau XXI

Débits déversés validés en présence de vitesses et hauteurs erronées en amont

Essais	Hauteurs erronées	Vitesses erronées
	Débit déversé validé (l/s)	Débit déversé validé (l/s)
1	1,8	1,8
2	2,0	2,0
3	2,8	2,8
4	4,6	4,6
5	6,2	6,2
6	7,7	7,7
7	9,3	9,3

Les débits déversés mesurés erronés 2, 3, 4 et 6 ont été remplacés par le débit déversé $Qd_2^{mesuré}$. Par conséquent, l'écart relatif entre les débits mesurés et simulés regagne les limites de l'intervalle de confiance.

6.6 Conclusion

Le présent article a mis en lumière une approche originale pour le suivi et la validation des débits déversés par les déversoirs latéraux à seuil court. Cette approche repose sur

l'utilisation combinée d'un système d'instrumentation et d'une loi de déversement pour valider les débits déversés.

La loi de déversement fournit une redondance d'information qui permet d'une part de valider les débits déversés et d'autre part de réduire le nombre de capteurs à utiliser. On propose ainsi d'utiliser la loi Dominguez qui présente l'avantage de ne pas faire intervenir la géométrie des conduites et de n'avoir qu'un seul paramètre à caler. De plus, des relations analytiques ont été établies pour faciliter la détermination du coefficient de débit.

La procédure de validation développée consiste premièrement à identifier les mesures erronées et par conséquent le capteur défaillant. L'identification des mesures erronées se fait par l'intermédiaire de quatre tests statistiques sur l'écart relatif entre les débits déversés mesurés et simulés. Ces tests statistiques sont basés sur l'utilisation d'un intervalle de confiance construit lors du calage de la loi de déversement. Enfin des règles de correction ont également été proposées pour corriger les débits déversés mesurés erronés.

La loi de Dominguez a été testée sur un banc d'essai expérimental. Les tests ont démontré la représentativité de la loi de Dominguez pour un déversoir latéral fonctionnant avec ou sans influence aval. La procédure de validation a été testée sur un échantillon de mesures dans lequel a été volontairement introduit différents types d'erreur. La procédure a clairement identifié le capteur défaillant et a permis la correction des valeurs erronées de débits déversés.

CONCLUSION

Ce travail de thèse a abouti au développement de trois modèles de simulation qui permettent de décrire le fonctionnement des réseaux d'assainissement. Le premier modèle développé est la méthode IRH de simulation du ruissellement. La méthode IRH repose sur la généralisation de la méthode rationnelle traditionnelle. Deux versions du modèle IRH ont été développées. La première version, nommée IRH1, traite globalement le ruissellement sur le bassin urbain et dans le réseau d'assainissement. L'originalité de la méthode IRH1 repose sur la prise en compte explicite de la contribution des surfaces perméables et imperméables ainsi que des phénomènes de rétention et d'infiltration. La seconde version, nommée IRH2, traite séparément le ruissellement sur le bassin et dans le réseau d'assainissement. L'originalité de la méthode IRH2 repose sur la prise en compte explicite, du réseau d'assainissement et de la variabilité spatiale des précipitations. Les conclusions qualitatives pour la méthode IRH sont les suivantes :

- la méthode rationnelle traditionnelle est un cas particulier de la méthode IRH;
- la méthode IRH calcule le débit de ruissellement à l'aide d'une simple sommation;
- le temps de concentration du bassin et la capacité initiale d'infiltration des surfaces perméables sont les deux paramètres à caler dans la méthode IRH;
- le calage des paramètres de la méthode IRH dans le cas d'un bassin hétérogène se fait à l'aide de deux hydrogrammes mesurés;
- les paramètres de la méthode IRH peuvent être estimés dans le cas d'un bassin homogène;
- la méthode IRH ne simule pas le laminage des hydrogrammes sur le bassin et dans les conduites d'assainissement.

Une analyse de sensibilité a été conduite sur la méthode IRH1. De plus, l'effet d'échelle a été étudié pour les méthodes IRH1 et IRH2. Les conclusions de ces analyses sont les suivantes :

- la méthode IRH1 est très sensible au temps de concentration du bassin pour des pluies de forte intensité et de durée inférieure au temps de concentration;
- la méthode IRH1 est sensible à l'incertitude sur la valeur du taux de surface directement drainé et de la superficie du bassin;
- la méthode IRH1 est sensible à la sous estimation de la capacité initiale d'infiltration des surfaces perméables;
- la densité du réseau de drainage n'a aucun impact sur la représentativité des méthodes IRH1 et IRH2;
- la pente du bassin a un impact limité sur la représentativité des méthodes IRH1 et IRH2;
- la représentativité des modèles IRH1 et IRH2 diminue avec l'augmentation de la surface du bassin. La perte de représentativité est plus importante pour la méthode IRH1 que pour la méthode IRH2.

Les méthodes IRH1 et IRH2 ont été validées et comparées à l'aide de 41 événements pluvieux mesurés sur 7 bassins différents situés en Amérique du Nord et en Europe. De plus, la méthode IRH1 a été comparée au modèle du réservoir non linéaire utilisé dans le logiciel SWMM. Les conclusions quantitatives issues de la validation des méthodes IRH1 et IRH2 sont les suivantes :

- le volume de ruissellement simulé à l'aide du modèle IRH1 a été estimé avec une erreur inférieure à 15% pour 78% des événements pluvieux mesurés;
- le débit de pointe simulé à l'aide du modèle IRH1 a été estimé avec une erreur supérieure à 15% pour 63% des événements pluvieux mesurés;
- l'estimation par la méthode IRH1, des débits de pointe et des volumes ruisselés mesurés s'est révélée plus précise que celle du réservoir non linéaire;

- l'estimation par la méthode IRH2, des débits de pointe mesurés s'est révélée plus précise que celle de la méthode IRH1;

Le second modèle développé est le modèle RQSM destiné à la simulation du lessivage des bassins urbains. Le modèle RQSM décrit le processus de mise en suspension des particules solides ainsi que leur transport par les eaux de ruissellement. L'originalité du modèle RQSM repose sur l'utilisation de l'énergie cinétique des précipitations pour décrire la mise en suspension des particules solides et sur l'utilisation de la théorie des systèmes linéaires pour décrire le transport des matières en suspension. Les conclusions qualitatives portant sur la forme du modèle RQSM sont les suivantes :

- le modèle RQSM calcule la charge de particules solides lessivées à l'aide d'une simple sommation;
- les coefficients de mise en suspension des surfaces perméables et imperméables sont les seuls paramètres à caler;
- la plupart des paramètres du modèle RQSM et de la méthode IRH sont identiques;
- le calage du modèle RQSM se fait à l'aide de deux pollutogrammes mesurés;
- le modèle RQSM ne permet pas de simuler le dépôt des particules en suspension durant leur transport;
- le modèle RQSM ne décrit pas la mise en suspension des particules solides par les eaux de ruissellement.

Une analyse de sensibilité a été menée sur le modèle RQSM. Les conclusions de l'analyse de sensibilité sont les suivantes :

- le modèle RQSM est sensible à l'incertitude sur le temps de concentration pour des pluies de forte intensité et de durée inférieure au temps de concentration;
- le modèle RQSM est sensible à la sous estimation de la capacité initiale d'infiltration des surfaces perméables;

- le modèle RQSM est très sensible au coefficient de mise en suspension des particules solides pour les pluies de faible intensité et de durée supérieure au temps de concentration.

Le modèle RQSM a été validé à l'aide de 285 mesures de matière en suspension obtenues au cours de 22 évènements pluvieux mesurés sur 4 sous bassins différents. De plus, le modèle RQSM a été comparé au modèle exponentiel utilisé dans le logiciel SWMM. Les conclusions quantitatives issues de la validation du modèle RQSM sont les suivantes :

- le modèle RQSM a estimé la masse de MES lessivée avec une erreur inférieure à 30% pour 55% des évènements pluvieux mesurés;
- la charge de pointe a été estimée avec une erreur inférieure à 30% pour 55% des évènements pluvieux mesurés;
- l'estimation par la méthode RQSM, des masses mesurées de particules solides lessivées s'est révélée plus précise que celle du modèle exponentiel.

Le troisième modèle développé est une procédure de suivi et de validation des mesures pour un déversoir d'orage latéral à seuil court. L'originalité de la procédure repose sur l'utilisation combinée d'un système d'instrumentation et d'une loi de déversement pour valider les débits déversés. Le système d'instrumentation est constitué d'un débitmètre situé en amont du déversoir et d'un limnimètre situé en aval. Il permet de mesurer le débit déversé par le seuil. La loi de déversement de Dominguez fournit la redondance d'information nécessaire à la validation des débits déversés mesurés. Les conclusions qualitatives sur la procédure de suivi des mesures pour un déversoir d'orage latéral à seuil court sont les suivantes :

- la loi de Dominguez peut simuler les débits déversés par un seuil latéral court ou prévaut un écoulement fluvial ou torrentiel;
- le coefficient de forme du seuil est le seul paramètre de la loi de Dominguez à caler;
- la procédure exploite l'information issue d'un modèle de ruissellement;

- la procédure permet de détecter un capteur de mesure défaillant;
- la procédure est conçue pour un seul capteur défaillant à la fois;
- la procédure ne fonctionne pas pour les déversoirs soumis à une influence aval.

La loi de Dominguez a été validée à l'aide de 24 essais réalisés sur un dispositif expérimental. En outre, la procédure de suivi et de validation des mesures a été testée à l'aide de 13 essais comportant 8 erreurs de mesure. Les conclusions quantitatives issues de la validation de la procédure de suivi des mesures pour un déversoir d'orage latéral à seuil court sont les suivantes :

- la loi de Dominguez a simulé les débits déversés avec une incertitude inférieure à 10% pour le régime fluvial et torrentiel;
- la loi de Dominguez a simulé les débits déversés avec une incertitude inférieure à 10% pour le seuil soumis à une influence aval;
- la loi de Dominguez n'a pas pu simuler les débits déversés en présence d'un ressaut hydraulique au niveau du seuil;
- la procédure de validation a identifié 7 fois sur 8 le capteur défaillant ayant conduit à une erreur de mesure du débit déversé;
- la procédure de validation a détecté et corrigé les 8 erreurs de mesure.

En conclusion, les modèles de ruissellement IRH1 et IRH2, le modèle de lessivage RQSM et la procédure de suivi et de validation des mesures pour un déversoir d'orage latéral à seuil court ont une formulation simple et robuste, un bon niveau d'explication, une versatilité et une flexibilité démontrée. De plus, les modèles IRH1, IRH2, RQSM et la procédure de suivi et de validation des mesures pour un déversoir d'orage latéral à seuil court ont des formulations parfaitement compatibles. Par conséquent, les modèles IRH1, IRH2, RQSM et la procédure de suivi et de validation des mesures pour un déversoir d'orage latéral à seuil court peuvent être associés pour former un outil original de simulation des réseaux d'assainissement destiné à un système de gestion en temps différé.

RECOMMANDATIONS

Les investigations théoriques et les tests menés sur la méthode IRH, sur le modèle RQSM et sur la procédure de suivi et de validation des mesures pour un déversoir d'orage latéral permettent d'émettre des recommandations pour de futures recherches.

En ce qui concerne la méthode IRH, les axes de recherche recommandés sont :

- l'intégration du laminage des hydrogrammes sur le bassin et dans les conduites d'assainissement;
- l'intégration du modèle IRH dans un modèle hydrologique distribué pour les bassins urbains;
- la validation de la méthode IRH sur de longues séries d'évènements mesurés en continu.
- l'adaptation de la méthode IRH pour la gestion en temps réel.

En ce qui concerne le modèle RQSM, les axes de recherches recommandés sont :

- l'étude du phénomène d'accumulation et de sa représentation;
- l'étude de l'effet d'échelle sur la précision du modèle RQSM;
- l'intégration du processus de dépôt des particules solides durant la phase de transport.

En ce qui concerne la procédure de suivi et de validation des mesures pour un déversoir d'orage latéral, les axes de recherches recommandés sont :

- le test de la procédure sur des sites réels;
- l'évaluation de la procédure pour différentes configurations géométriques de seuils latéraux;
- le test de la procédure sur d'autres déversoirs d'orage.

BIBLIOGRAPHIE

Abdelaziz, K., & Bennis, S. (2005). Effet d'échelle sur la simulation du ruissellement en milieu urbain. *Revue des Sciences de l'Eau*, 18(2), 225-246.

Alley, W. M. (1981). Estimation of accumulation parameters for urban runoff quality modelling. *Water Resources Research*, 17(6), 1657-1664.

American Society of Civil Engineers and Water Environment Federation. (1992). *Design and construction of urban stormwater management systems* (ASCE manuals and reports of engineering practice No. 77). New York: American Society of Civil Engineers.

Amrarene, F. (2002). *Contribution à l'analyse des incertitudes et des dysfonctionnements dans la métrologie des réseaux d'assainissement*. École de Technologie Supérieure, Montréal, Québec.

Barbe, D. E., Cruise, J. F., & Mo, X. (1996). Modeling the buildup and washoff of pollutants on urban watersheds. *Water Resources Bulletin*, 32(3), 511-519.

Bennett, J. P. (1974). Concepts of mathematical modeling of sediment yield. *Water Resources Research*, 10(3), 485-492.

Bennis, S., Cote, S., & Kang, N. (1996). Validation des données hydrométriques par des techniques multivariées de filtrage. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 23(1), 218-230.

Bennis, S. (2000). *Caractérisation des eaux pluviales du secteur 1 de la ville de Verdun*. Rapport Technique: École de technologie supérieure, Ville de Verdun et BGH Planning.

Bennis, S., Berrada, F., & Bernard, F. (2000a). Méthodologie de validation des données hydrométriques en temps réel dans un réseau d'assainissement urbain. *Revue des Sciences de l'Eau*, 13(4), 483-498.

Bennis, S., Hajji, T., & Bernard, F. (2001). Phénomène du premier flot: mythe ou réalité?. *Vecteur Environnement*, 34(1), 34-42.

Bennis, S. (2004). *Hydraulique et hydrologie* (2^{ième} ed.). Montréal, Québec: Éditions École de Technologie Supérieure.

Bennis, S. (2004a). *Développement de méthodologies et conception d'un logiciel de validation et de prévision des débits et des concentrations de polluants en milieux urbain et rural*. Montréal, Québec: École de Technologie Supérieure.

- Bennis, S., & Crobeddu, E. (2005). La méthode rationnelle généralisée. *Vecteur Environnement*, 38(2), 41-52.
- Berrada, F., Gagnon, L., & Bennis, S. (1996). Validation des données hydrométriques par des techniques univariées de filtrage. *Revue Canadienne de Génie Civil*, 23, 872-892.
- Bertrand-Krajewski, J. L., Laplace, D., Joannis, C., & Chebbo, G. (2000). *Mesures en hydrologie urbaine et assainissement*. Paris: Éditions Tec & Doc, Lavoisier.
- Bicknell, B. R., Imhoff, J. C., Kittle, J. L., Donigian, A. S., & Johanson, R. C. (2001). *Hydrological Simulation Program--Fortran, User's manual for version 12* (EPA/600/R-97/080). Athens, Georgia: U.S. EPA National Exposure Research Laboratory.
- Blanc, D., Kellagher, R., Phan, L., & Price, R. (1995). FLUPOL-MOSQUITO, models, simulations, critical analysis and development. *Water Science and Technology*, 32(1), 185-192.
- Boulay, J., Cejka, P. J., & Levesque, R. (1999). *La réforme de la gestion de l'eau à la communauté urbaine de Montréal "Une oeuvre en cours"*. Montréal: Communauté urbaine de Montréal. Service de l'environnement.
- Brière, F. (1997). *Distribution et collecte des eaux*. Canada: Édition de l'école polytechnique de Montréal.
- Bujon, G. (1988). Prévion des débits et des flux polluants transités par les réseaux d'égouts par temps de pluie. Le modèle FLUPOL. *La Houille Blanche*, 43(1), 11-23.
- Butler, D., Thedchanamoorthy, S., & Payne, J. A. (1992). Aspects of surface sediment characteristics on an urban catchment. *Water science and technology*, 25(8), 13-19.
- Buyer, M. (2002). *Transport de flux en réseau d'assainissement: Modèle 1D pour l'hydraulique des collecteurs et déversoirs avec prise en compte de discontinuités*. Thèse de doctorat, Université Louis Pasteur, Strasbourg.
- Caquot, A. (1941). *Écoulement des eaux pluviales*. Compte rendu de l'académie des sciences de Paris du 20 octobre 1941.
- Carleton, M. (1985). *Contribution à l'analyse et à la modélisation du fonctionnement des déversoirs d'orage*. Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées, Lyon.
- Carlier, M. (1986). *Hydraulique générale et appliquée*. Paris: Eyrolles.
- Chebbo, G., & Bachoc, A. (1992). Characterization of suspended solids in urban wet weather discharges. *Water Science and Technology*, 25(8), 171-179.

CH2M Hill Engineering Limited. (1992). *Régulation des eaux pluviales destinée à prévenir l'inondation des sous-sol*. Ontario: Société canadienne d'hypothèques et de logement.

Chocat, B. (1997). *Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement*. Paris: Tec & Toc, Lavoisier.

Chow, V. T., Maidment, D. R., & Mays, L. W. (1988). *Applied hydrology*. New York: McGraw-Hill.

Clark, C. O. (1945). Storage and the unit hydrograph. *ASCE Transactions*, 110, 1419-1446.

Crawford, N. H. (1966). *Digital simulation in hydrology: Stanford watershed model IV* (Technical report No. 39). Palo Alto, California: Civil Engineering Department, Stanford University.

Crobeddu, E., & Bennis, S. (2004). PREVAL : *Outil de prévision et de validation des rejets par les déversoirs d'orage*. 5e conférence internationale sur les techniques et stratégies durables pour la gestion des eaux urbaines par temps de pluie, NOVATECH 2004, Lyon, France.

DATAR, & IFEN. (2000). *Aménagement du territoire et environnement : Politiques et indicateurs*. Paris: Ministère de l'aménagement du territoire et de l'environnement.

Days, T. J. (2000). *Sewer management systems*. New York: John Wiley & Sons, Inc.

Deletic, A., Maksimovic, C., & Ivetic, M. (1997). Modelling of storm washoff of suspended solids from impervious surfaces. *Journal of Hydraulic Research*, 35(1), 99-118.

Deletic, A., Ashley, R. M., & Rest, D. (2000). Modelling input of fine granular sediment into storm drainage system. *Water Research*, 34(15), 3836-3844.

De Marchi, G. (1934). Saggio di teori de fonzionamente degli stramazzi laterali. *L'Energia Elettrica*, 11(11).

Desbordes, M. (1975). Une étude générale de l'assainissement pluvial urbain. *La Houille Blanche*, 30(1), 37-43.

DHI, (2000). *Mouse surface runoff - Reference manual (Version 2000)*, Horsholm, Denmark: DHI.

DHI. (2000a). *MOUSE - User Manual and Tutorial (Version 2000)*. Horsholm, Denmark: DHI.

- DHI. (2000b). *MOUSE TRAP – Technical Reference Surface-Runoff-Quality-Module (Version 2000)*. Horsholm, Denmark: DHI.
- Donigian, A. S., & Crawford, N. H. (1976). *Modeling nonpoint pollution from the land surface* (EPA-600/3-76-083). Athens, Georgia: Environmental Protection Agency.
- Driver, N. E., & Troutman, B. M. (1989). Regression models for estimating urban storm-runoff quality and quantity in the United States. *Journal of Hydrology*, 109, 221-236.
- Duan, Q., Sorooshian, S., & Gupta, V.K. (1994). Optimal use of the SCE-UA global optimization method for calibrating watershed models. *Journal of Hydrology*, 158, 265-284.
- Duru, J. O., & Hjelmfelt, A. T. (1994). Investigating prediction capability of HEC-1 and KINEROS kinematic wave runoff models. *Journal of Hydrology*, 157(1-4), 87-103.
- El-Khashab, A., & Smith, V. H. K. (1976). Experimental investigation of flow over side weirs. *Journal of the Hydraulics Division*, 102(9), 1255-1268.
- Freni, G., Maglionico, M., & Di Federico, V. (2003). *State of the art in Urban Drainage Modelling* (EVK1-CT-2001-00167). Bologna, Italy: University of Bologna.
- Garcia Salas, J.-C. (2003). *Évaluation des performances, sources d'erreur et incertitudes dans les modèles de déversoir d'orage*. Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées, Lyon.
- Gromaire, M. C. (1998). *La pollution des eaux pluviales urbaines en réseau d'assainissement unitaire, caractéristiques et origines*. Thèse de doctorat, ENPC, Marne la Vallée.
- Guo, J. C. Y. (2001). Rational hydrograph method for small urban watersheds. *Journal of hydrologic engineering*, 6(4), 352-356.
- Gupta, H.V., Sorooshian, S., & Yapo, P.O. (1999). Status of automatic calibration for hydrologic models: comparison with multilevel expert calibration. *Journal of Hydrologic Engineering*, 4(2), 135-143.
- Hager, W. H. (1987). Lateral outflow over side weirs. *Journal of Hydraulic Engineering*, 113(4), 491-504.
- Heeps, D. P., & Mein, R. G. (1974). Independent comparison of three urban runoff models. *Journal of the Hydraulics Division*, 100(7), 995-1009.
- Hippocrate. (1996). *Airs, Eaux, Lieux*. Paris: Les Belles Lettres.

Horton, R. E. (1940). An approach towards a physical interpretation of infiltration capacity. *Proceedings of Soil Science Society of America*, 5, 399-417.

Huber, W. C., & Dickinson, R. E. (1988). *Storm Water Management Model: User's Manual. Version 4* (EPA/600/3-88/001a). Athens, Georgia: Environmental Research Laboratory, U.S. Environmental Protection Agency.

Hydrologic Engineering Center. (1977). *Storage, treatment, overflow, runoff model, STORM* (Generalized Computer Program 723-S8-L7520). Davis, California: Hydrologic Engineering Center, Corps of Engineers.

Imhoff, K. (1964). *Manuel de l'assainissement urbain*. Paris: Édition Dunod.

Izzard, C. G. (1946). *Hydraulics of runoff from developed surfaces*. Proceedings of the 26th annual meeting of the Highway Research Board.

Jack, A. G., Petrie, M. M., & Ashley, R. M. (1996). The diversity of sewer sediments and the consequences for sewer flow quality modelling. *Water Science and Technology*, 33(9), 207-214.

Jewell, T. K., & Adrian, D. D. (1978). Statistical analysis to derive improved stormwater quality models. *Journal of Water Pollution Control Federation*, 54(5), 489-499.

Johnson, M. S., Coon, W. F., Mehta, V. K., Steenhuis, T. S., Brooks, E. S., & Boll, J. (2003). Application of two hydrologic models with different runoff mechanisms to a hillslope dominated watershed in the north-eastern US: a comparison of HSPF and SMR. *Journal of Hydrology*, 284, 57-76.

Jovanovic, S. (1986). *Hydrologic approaches in urban drainage system modelling*. International symposium on comparison of urban drainage models with real catchment data, 8 to 11 April 1986, Dubrovnik, Yugoslavia.

Kalin, L., & Hantush, M. M. (2003). *Assessment of two physically-based watershed models based on their performances of simulating water and sediment movement*. First interagency conference research in watersheds, Benson, Arizona.

Kamal, A., & Bennis, S. (2005). Peak discharge and time to peak scaling in urban runoff modeling. *Journal of Water Science*, 18(2), 225-246.

Kanso, A., Tassin, B., & Chebbo, G. (2005). A benchmark methodology for managing uncertainties in urban runoff quality models. *Water Science and Technology*, 51(2), 163-170.

Kuichling, E. (1889). The relation between the rainfall and the discharge of sewers in populus districts. *Transactions, ASCE*, 20, 1-56.

- Lagarias, J.C., Reeds, J.A., Wright, M.H., & Wright, P.E. (1998). Convergence properties of the Nelder-Mead simplex method in low dimensions. *SIAM Journal of Optimization*, 9(1), 112-147.
- Lajili-Ghezal, L. (2004). Utilisation du modele KINEROS pour la simulation des hydrogrammes et des turbidigrammes en zone semi-aride tunisienne. *Revue des Sciences de l'Eau*, 17(2), 227-244.
- Leguay, J. P. (2002). *L'eau dans la ville au moyen age*. Rennes: Presses Universitaires de Rennes.
- Lencastre, A. (1999). *Hydraulique générale*. Paris: Éditions Eyrolles.
- Liong, S. Y., Chan, W. T., & Lum, L. H. (1991). Knowledge-based system for SWMM runoff component calibration. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 117(5), 507-524.
- Lipeme Kouyi, G., Vazquez, J., Gallin, Y., Rollet, D., & Sadowaki, A.-G. (2005). Use of 3D modelling and several ultrasound sensors to assess overflow rate. *Water Science and Technology*, 51(2), 187-194.
- Lloyd-Davies, D. E. (1906). The elimination of stormwater from sewerage systems. *Proceeding of institution of civil engineers*, 164, 41-67.
- Madsen, H., Wilson, G., & Ammentorp, H.C. (2002). Comparison of different automated strategies for calibration of rainfall-runoff models. *Journal of Hydrology*, 261, 48-59.
- Maidment, D. R. (1993). *Handbook of hydrology*. New York: McGraw-Hill.
- Malissard, A. (1994). *Les romains et l'eau*. Paris: Les Belles Lettres.
- Marsalek, J., Dick, T. M., Wisner, P. E., & Clarke, W. G. (1975). Comparative evaluation of three urban runoff models. *Water Resources Bulletin*, 11(2), 306-328.
- Maximovic, C., & Radojkovic, M. (1986). *Urban drainage catchments: selected world wide rainfall-runoff data from experimental catchments*. Belgrade: Pergamon Press.
- Mays, L. W. (1999). *Hydraulic Design Handbook*. New York: McGraw-Hill.
- Mays, L. W. (2005). *Water Resources Engineering*. Hoboken, N.J.: John Wiley & Sons.
- McCuen, R. H. (2005). *Hydrologic analysis and design* (3rd Ed. ed.). Upper Saddle River: Pearson Prentice Hall.

Metcalf & Eddy Inc. (1971). *Storm Water Management Model, Volume I - Final Report* (EPA Report 11024 DOC 07/71). Washington, DC: U. S. Environmental Protection Agency.

Ministère de l'environnement. (1999). *La gestion de l'eau au Québec* (Document de consultation publique). Québec: Gouvernement du Québec.

Miquel, G. (2003). *La qualité de l'eau et de l'assainissement en France* (N° 215 tome 1). Paris: Office parlementaire d'évaluation des choix scientifiques et technologiques.

Moore, L. W., Matheny, H., Tyree, T., Sabatini, D., & Klaine, S. J. (1988). Agricultural runoff modeling in a small west tennessee watershed. *Journal Water Pollution Control Federation*, 60(2), 242-249.

Morgali, J. R., & Linsley, R. K. (1965). Computer simulation of overland flow. *Journal of the Hydraulics Division*, 91(3), 81-100.

Moys, G. D., Osborne, M. P., & Payne, J. A. (1988). *Mosquito1. Modelling of stormwater quality including tanks and overflows. Design specifications* (Report No. SR 184). Wallingford, England: Hydraulics Research Limited.

Mulvaney, T. J. (1851). On the use of self-registering rain and flood gauges in making observation of the relation of rainfall and floods discharges in a given catchment. *Proceedings of the Civil Engineers of Ireland*, 4, 18-31.

Nash, J. E., & Sutcliffe, J. V. (1970). River flow forecasting through conceptual models; part 1 - A discussion of principles. *Journal of Hydrology*, 10(3), 282-290.

Nix, S. J. (1994). *Urban stormwater modeling and simulation*. Boca Raton, Florida: CRC Press.

Noel, D. C., & Terstriep, M. L. (1982). Q-ILLUDAS - *A Continuous urban runoff/washoff model*. International symposium on urban hydrology, hydraulics and sediment control, Lexington, Kentucky.

Noel, D. C., Terstriep, M. L., & Chenoweth, C. A. (1987). *Nationwide Urban Runoff Program: Data Report* (SWS Contract Report 410-1). Champaign, Illinois: Illinois State Water Survey, Department of Energy and Natural Resources.

O'Loughlin, G., Huber, W., & Chocat, B. (1996). Rainfall-runoff processes and modelling. *Journal of hydraulic research*, 34(6), 733-751.

Pedersen, J. T., Peters, J. C., & Helweg, O. J. (1980). Hydrographs by single linear reservoir model. *Journal of the Hydraulics Division*, 106(5), 837-852.

Ponce, V. M. (1991). The kinematic wave controversy. *Journal of Hydraulic Engineering*, 117(4), 511-525.

Réseau Environnement. (1999). *Chapitre sur l'assainissement des eaux de surface*. Montréal, Québec: Réseau Environnement.

Rossmiller, R. L. (1982). *Rational formula revisited*. Conference on stormwater detention facilities, planning, design, operation and maintenance, Henniker, NH, USA.

Ruban, G., Zug, M., Joannis, C., Blanchet, F., & Cohen-Solal, F. (2004). *Mesure des débits rejetés par les déversoirs d'orage: stratégie d'adaptation de méthodes*. 5^e conférence internationale sur les techniques et stratégies durables pour la gestion des eaux urbaines par temps de pluie, NOVATECH 2004, Lyon, France.

Saleh, A., & Du, B. (2004). Evaluation of SWAT and HSPF within basins program for the upper North Bosque River watershed in central Texas. *Transactions of the American Society of Agricultural Engineers*, 47(4), 1039-1049.

Salles, C., Poesen, J., & Sempere-Torres, J. (2002). Kinetic energy of rain and its functional relationship with intensity. *Journal of Hydrology*, 257, 256-270.

Sartor, J. D., Boyd, G. B., & Agardy, F. J. (1974). Water pollution aspects of street surface contaminants. *Journal of Water Pollution Control Federation*, 46(3), 458-467.

Servat, E. (1984). *Contribution à l'étude des matières en suspension du ruissellement pluvial à l'échelle d'un petit bassin versant urbain*. Thèse de doctorat, USTL, Montpellier.

Small, F. L. (1974). *The influent and the effluent, the history of urban water supply and sanitation*. Saskatoon: Modern Press.

Smith, A. A., & Lee, K. B. (1984). The rational method revisited. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 11(4), 854-862.

Smith, V. H. K. (1973). Computer programming for flow over side weirs. *Journal of the Hydraulics Division*, 99(3), 495-506.

Soil Conservation Service. (1972). *National engineering handbook, section 4, Hydrology*. Washington, D.C.: U.S. Department of Agriculture.

Sokal, R. R., & Rohlf, F. J. (1981). *Biometry; the principles and practice of statistics in biological research*. San Francisco: W.H. Freeman Editions.

Temimi, S., & Bennis, S. (2002). Prévion en temps réel des charges de polluants dans un réseau d'assainissement urbain. *Revue des Sciences de l'Eau*, 15(3), 661-675.

Terstriep, M. L., & Stall, J. B. (1974). The Illinois urban drainage area simulator, ILLUDAS. *Illinois State Water Survey Bulletin*, 58, 1-30.

Terstriep, M. L., Lee, M. T., Mills, E. P., Greene, A. V., & Rahman, M. R. (1990). *Simulation of urban runoff and pollutant loading from the Greater Lake Calumet area: Part 1: Theory and Development, and Part 2: Auto_QI User's Manual* (ISWS CR-504). Champaign, Illinois: Illinois State Water Survey.

Tsihrintzis, V. A., & Hamid, R. (1997). Modeling and management of urban stormwater runoff quality: a review. *Water Resources Management*, 11(2), 137-164.

Tsihrintzis, V. A., & Hamid, R. (1998a). Runoff quality prediction using SWMM. *Hydrological Processes*, 12(2), 311-329.

Tsihrintzis, V. A., & Sidan, C. B. (1998b). *Validation of ILLUDAS in four drainage basins in Florida*. 12th International conference on computational methods in water resources, CMWR, Crete, Greece.

U.S. Army Corps of Engineers. (1977). *STORM: storage, treatment, overflow, runoff model - User's manual* (No. 723-S8-L7520.). Davis, California, USA: Hydrologic Engineering Center.

U.S. Environmental Protection Agency. (2004). *Impacts and Control of CSOs and SSOs* (EPA 833-R-04-001). Washington, D.C.: U.S. EPA, Office of Water.

Valiron, F. (1988). *Gestion des eaux: automatisation, informatisation, télégestion*. Paris: Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées.

Valiron, F., & Tabuchi, J. P. (1992). *Maîtrise de la pollution urbaine par temps de pluie*. Paris: Tec & Doc, Lavoisier.

Viessman, W. J., & Lewis, G. L. (2003). *Introduction to hydrology* (5 ed.). Upper Saddle River, New Jersey: Prentice Hall.

Warwick, J. J., & Wilson, J. S. (1990). Estimating uncertainty of stormwater runoff computations. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 116(2), 187-204.

Water Pollution Control Federation. (1989). *Combined sewer overflow pollution abatement* (Manual of practice FD-17). Alexandria, VA: WPCF Editions.

Woolhiser, D. A., Smith, R. E., & Goodrich, D. C. (1990). *A kinematic runoff and erosion model: documentation and user manual* (ARS-77). Fort Collins, CO: U.S. Department of Agriculture, Agricultural Research Service.

Xiong, Y., & Melching, C. S. (2005). Comparison of kinematic-wave and nonlinear reservoir routing of urban watershed runoff. *Journal of Hydrologic Engineering*, 10(1), 39-49.

Yen, B. C. (1986). *Rainfall-runoff process on urban catchments and its modelling*. International symposium on comparison of urban drainage models with real catchment data, 8 to 11 April 1986, Dubrovnik, Yugoslavia.

Yen, B.C., & Akan, A.O. (1999). *Hydraulic Design for Urban Drainage Systems*. Hydraulic Design Handbook. New York: McGraw-Hill, Edited by L. W. Mays.

Yergeau, M. (1988). *Loi sur la qualité de l'environnement, texte annoté*. Montréal: Société québécoise d'information juridique.

Young, R. A., & Wiersma, J. L. (1973). The role of rainfall impact in soil detachment and transport. *Water Resources Research*, 9(6), 1629-1636.

Yu, B. (1998). Theoretical justification of SCS method for runoff estimation. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 124(6), 306-310.

Zug, M., Phan, L., Bellefleur, D., & Scrivener, O. (1999). Pollution wash-off modelling on impervious surfaces: calibration, validation, transposition. *Water Science and Technology*, 39(2), 17-24.

Zug, M., Vazquez, J., Bellefleur, D., & Issanchou, E. (2001). *Les déversoirs d'orage: Connaît-on les ouvrages de nos réseaux et comment ils fonctionnent?*. 4e conférence internationale sur les nouvelles technologies en assainissement pluvial, NOVATECH 2001, 25 au 27 juin 2001, Villeurbanne, France.